

# PROJECTO DE ESTABILIDADE DA ESCOLA SUPERIOR DE ENFERMAGEM ARTUR RAVARA

LISBOA

FUNDAÇÕES E ESTRUTURA

PROJECTO DE EXECUÇÃO

CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS

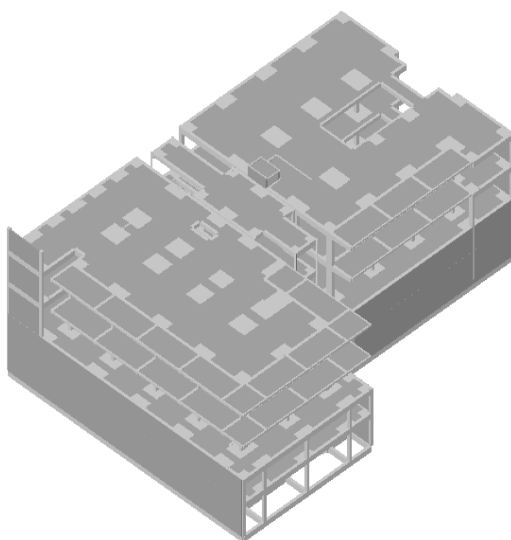
ÍNDICE

1	MODELO DE CÁLCULO .....	3
1.1	MODELO BLOCO A .....	6
1.2	MODELO BLOCO B .....	7
1.3	MODELO BLOCO C .....	8
2	ANÁLISE DINÂMICA .....	9
2.1	BLOCO A .....	10
2.2	BLOCO B .....	11
2.3	BLOCO C .....	12
3	PILARES, VIGAS E LAJES .....	13
3.1	ESFORÇOS NO PÓRTICO A - BLOCO C .....	14
3.2	ESFORÇOS NAS LAJES .....	18
3.3	CÁLCULO DOS SEGUINTE ELEMENTOS ESTRUTURAIS .....	22
3.3.1	CÁLCULO DE UM PILAR .....	22
3.3.2	CÁLCULO DE UMA VIGA .....	24
3.3.3	CÁLCULO DE UM PAINEL DE LAJE .....	26
3.4	JUSTIFICAÇÃO DOS DESENHOS DE PORMENORIZAÇÃO DE ARMADURAS .....	27
3.4.1	DESENHOS DOS ELEMENTOS DE BETÃO ARMADO .....	27
3.4.2	DESENHOS DAS ARMADURAS .....	27
4	DEFORMADAS DAS LAJES .....	30
4.1	DEFORMADA BLOCO A .....	31
4.2	DEFORMADA BLOCO B .....	39
4.3	DEFORMADA BLOCO C .....	44

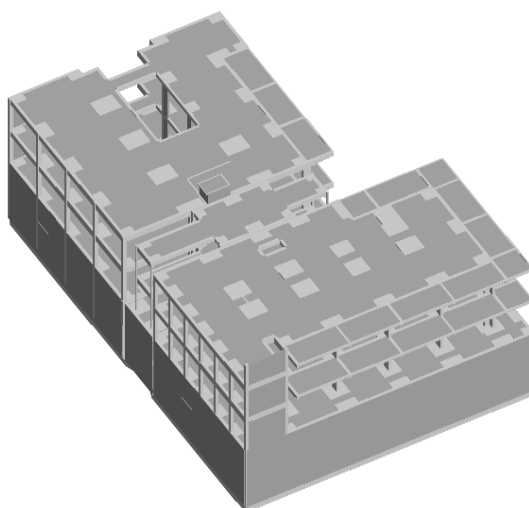
5	CÁLCULO DAS VIGAS PRÉ-ESFORÇADAS .....	49
5.1	VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA EM RELAÇÃO AOS ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO PARA A ACÇÃO PRÉ-ESFORÇO.....	50
5.2	VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA EM RELAÇÃO AOS ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS DE FLEXÃO E ESFORÇO TRANSVERSO .....	56
6	DEFORMADAS DAS VIGAS PRÉ-ESFORÇADAS .....	58
7	CÁLCULO DAS FUNDAÇÕES INDIRECTAS .....	60
8	MUROS DE SUPORTE .....	67

## **1 MODELO DE CÁLCULO**

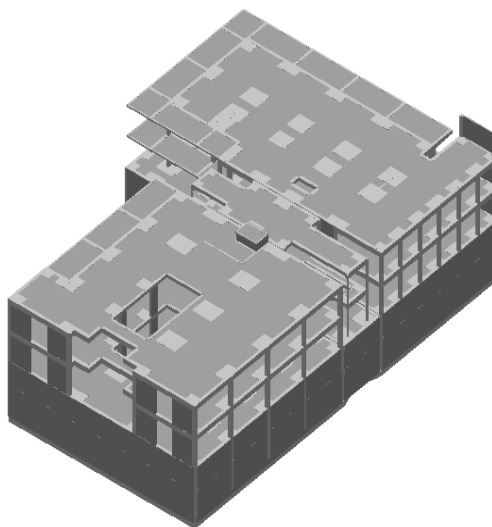
## NORDESTE



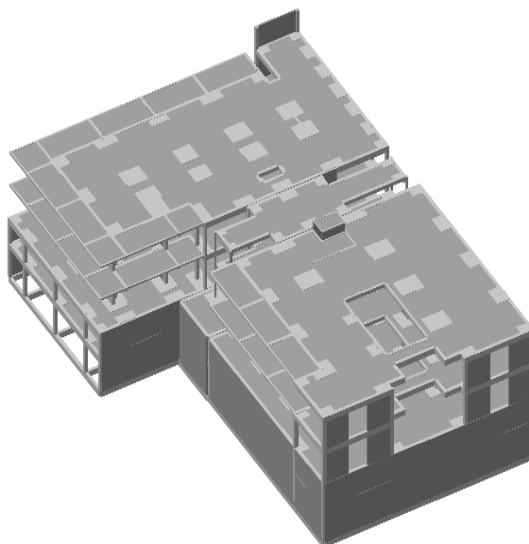
## SUDESTE



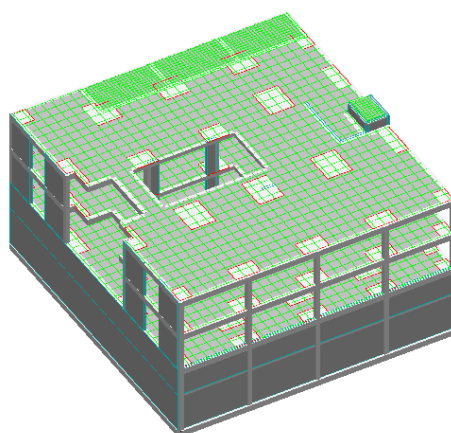
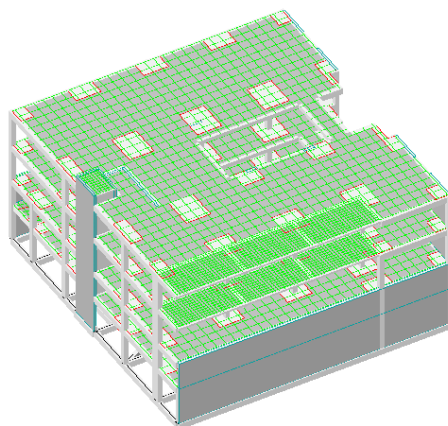
## SUDOESTE



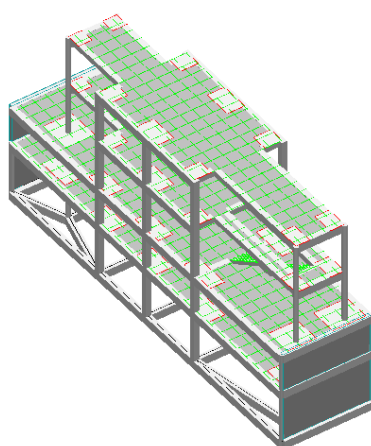
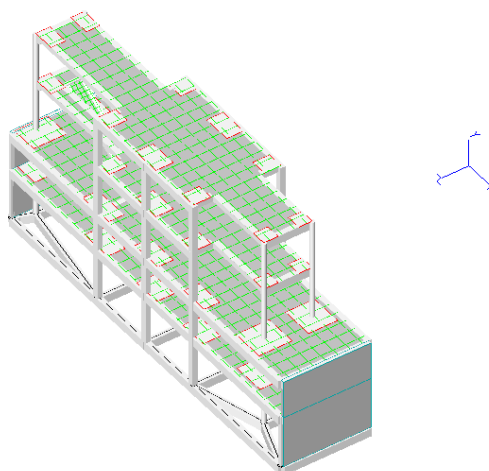
## NOROESTE



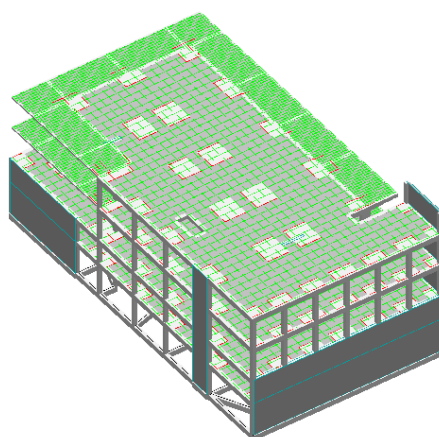
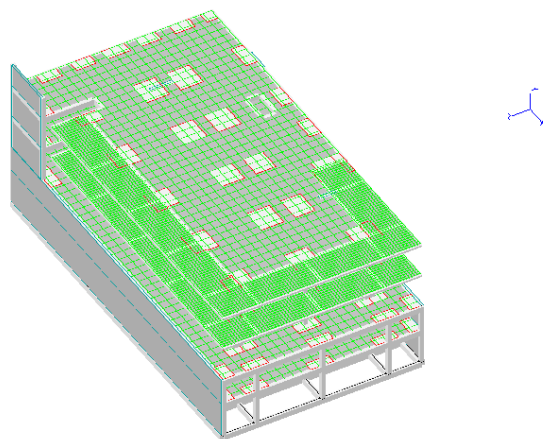
## 1.1 MODELO BLOCO A



## 1.2 MODELO BLOCO B



### 1.3 MODELO BLOCO C





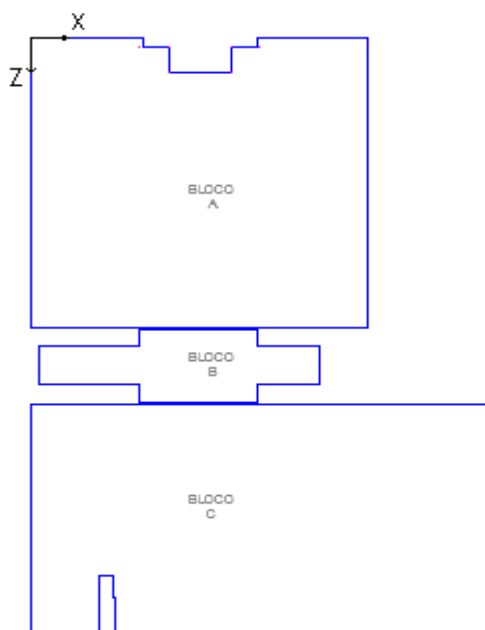
## **2 ANÁLISE DINÂMICA**

## 2.1 BLOCO A

### PERÍODOS E FREQUÊNCIAS PRÓPRIAS DE VIBRAÇÃO

	MODO	W (rad/s)	T (s)	f (Hz)	Sa1 (m/s <sup>2</sup> )	Sa2	M.Ef (%)	M (%)
1	X	80,517	0,078	12,815	3,24	2,36	2,175	2,175
	Z				3,24	2,36	65,681	65,681
2	X	81,922	0,077	13,038	3,24	2,36	60,242	62,417
	Z				3,24	2,36	3,521	69,202
3	X	94,935	0,066	15,109	3,24	2,36	9,411	71,828
	Z				3,24	2,36	0,692	69,895
4	X	218,135	0,029	34,717	3,24	2,36	0,442	72,270
	Z				3,24	2,36	5,527	75,422
5	X	224,131	0,028	35,672	3,24	2,36	6,503	78,772
	Z				3,24	2,36	0,593	76,015
6	X	252,310	0,025	40,156	3,24	2,36	0,757	79,530
	Z				3,24	2,36	0,206	76,221
7	X	323,099	0,019	51,423	3,24	2,36	17,614	97,144
	Z				3,24	2,36	0,104	76,324
8	X	332,515	0,019	52,921	3,24	2,36	0,084	97,228
	Z				3,24	2,36	23,143	99,467
9	X	419,527	0,015	66,770	3,24	2,36	0,002	97,229
	Z				3,24	2,36	0,115	99,582
10	X	427,855	0,015	68,095	3,24	2,36	2,429	99,658
	Z				3,24	2,36	0,006	99,589

Esquema do referencial das lajes



## 2.2 BLOCO B

### PERÍODOS E FREQUÊNCIAS PRÓPRIAS DE VIBRAÇÃO

	MODO	W (rad/s)	T (s)	f (Hz)	Sa1 (m/s <sup>2</sup> )	Sa2	M.Ef (%)	M (%)
1	X	16,755	0,375	2,667	2,727	2,360	0,002	0,002
	Z				2,727	2,360	27,111	27,111
2	X	19,475	0,323	3,100	2,921	2,360	0,009	0,011
	Z				2,921	2,360	8,864	35,975
3	X	24,720	0,254	3,934	3,186	2,360	26,213	26,224
	Z				3,186	2,360	0,005	35,981
4	X	44,008	0,143	7,004	3,240	2,360	0,001	26,225
	Z				3,240	2,360	4,220	40,200
5	X	46,474	0,135	7,397	3,240	2,360	0,001	26,226
	Z				3,240	2,360	0,588	40,788
6	X	72,888	0,086	11,601	3,240	2,360	49,117	75,342
	Z				3,240	2,360	0,006	40,794
7	X	129,781	0,048	20,655	3,240	2,360	0,309	75,652
	Z				3,240	2,360	55,239	96,033
8	X	133,169	0,047	21,195	3,240	2,360	21,617	97,268
	Z				3,240	2,360	0,682	96,716
9	X	201,343	0,031	32,045	3,240	2,360	0,000	97,268
	Z				3,240	2,360	0,008	96,724
10	X	315,549	0,020	50,221	3,240	2,360	1,875	99,144
	Z				3,240	2,360	0,000	96,724

## 2.3 BLOCO C

### PERÍODOS E FREQUÊNCIAS PRÓPRIAS DE VIBRAÇÃO

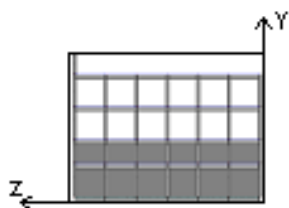
	MODO	W (rad/s)	T (s)	f (Hz)	Sa1 (m/s <sup>2</sup> )	Sa2	M.Ef (%)	M (%)
1	X	69,653	0,090	11,086	3,240	2,360	0,370	0,370
	Z				3,240	2,360	12,466	12,466
2	X	87,259	0,072	13,888	3,240	2,360	0,002	0,372
	Z				3,240	2,360	40,259	52,725
3	X	139,641	0,045	22,225	3,240	2,360	21,355	21,727
	Z				3,240	2,360	0,320	53,045
4	X	161,565	0,039	25,714	3,240	2,360	2,733	24,460
	Z				3,240	2,360	4,627	57,672
5	X	180,415	0,035	28,714	3,240	2,360	8,791	33,251
	Z				3,240	2,360	2,628	60,300
6	X	187,817	0,033	29,892	3,240	2,360	13,930	47,182
	Z				3,240	2,360	3,967	64,266
7	X	229,994	0,027	36,605	3,240	2,360	13,751	60,933
	Z				3,240	2,360	5,571	69,838
8	X	260,726	0,024	41,496	3,240	2,360	0,036	61,293
	Z				3,240	2,360	6,490	76,327
9	X	314,428	0,020	50,043	3,240	2,360	4,938	66,231
	Z				3,240	2,360	1,412	77,740
10	X	418,383	0,015	66,588	3,240	2,360	6,095	72,326
	Z				3,240	2,360	6,998	84,737

### **3 PILARES, VIGAS E LAJES**

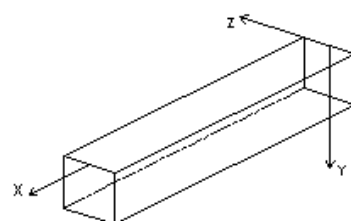
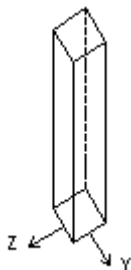
### 3.1 ESFORÇOS NO PÓRTICO A - BLOCO C

Apresentam-se os cálculos dos esforços do bloco C.

Planta do Pórtico A , Bloco C  
(eixos gerais):

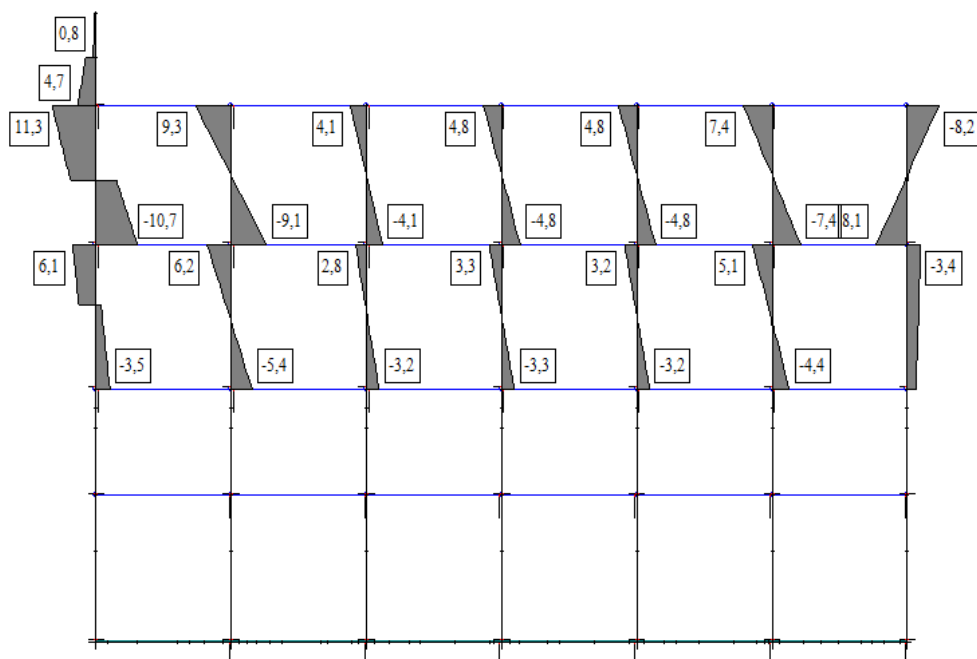


Eixos principais no pilar e viga



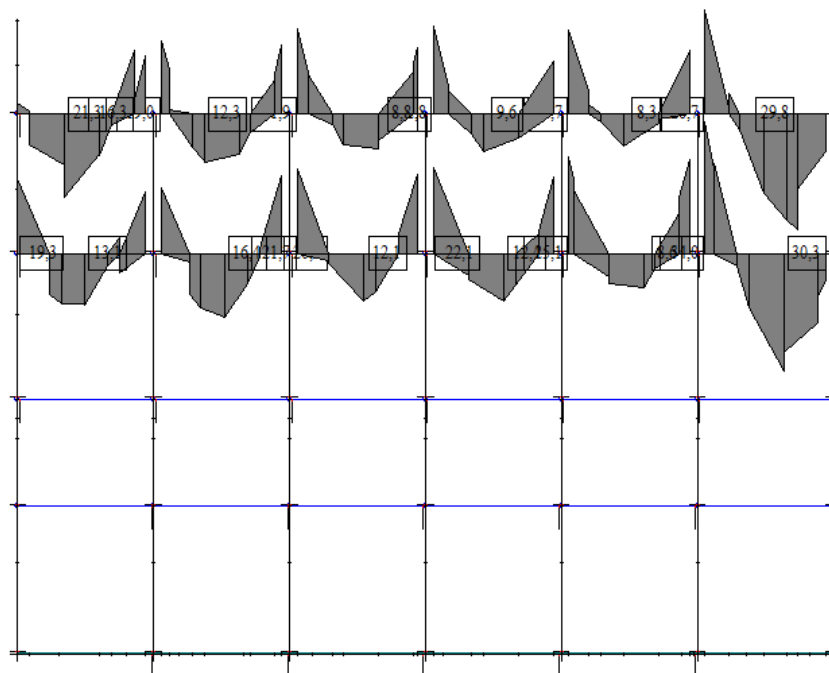
$M_y$  , PT A , Bloco C

(Acção CP – Pilares)



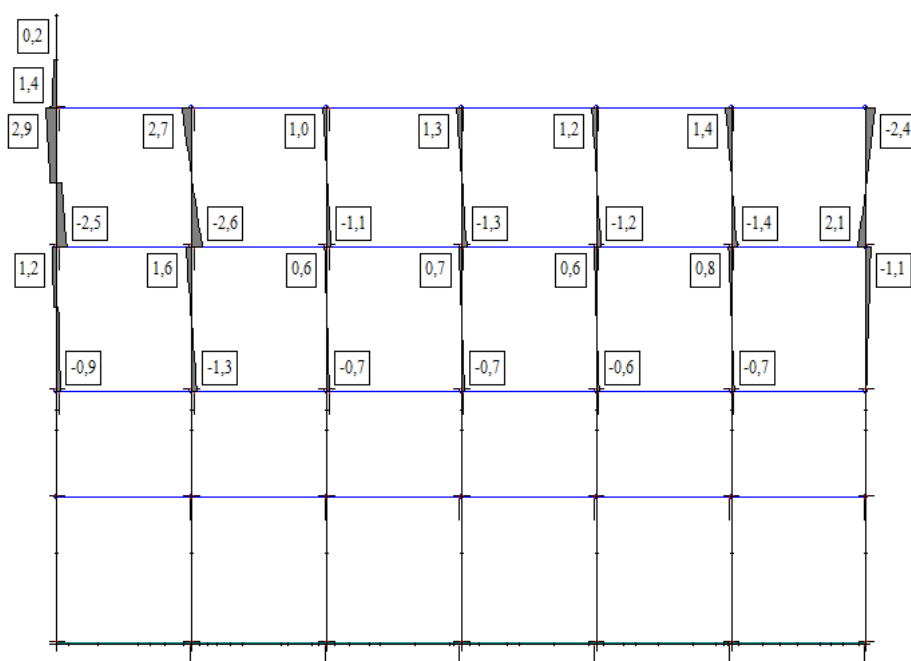
Mz , PT A , Bloco C

(Acção CP – Vigas)

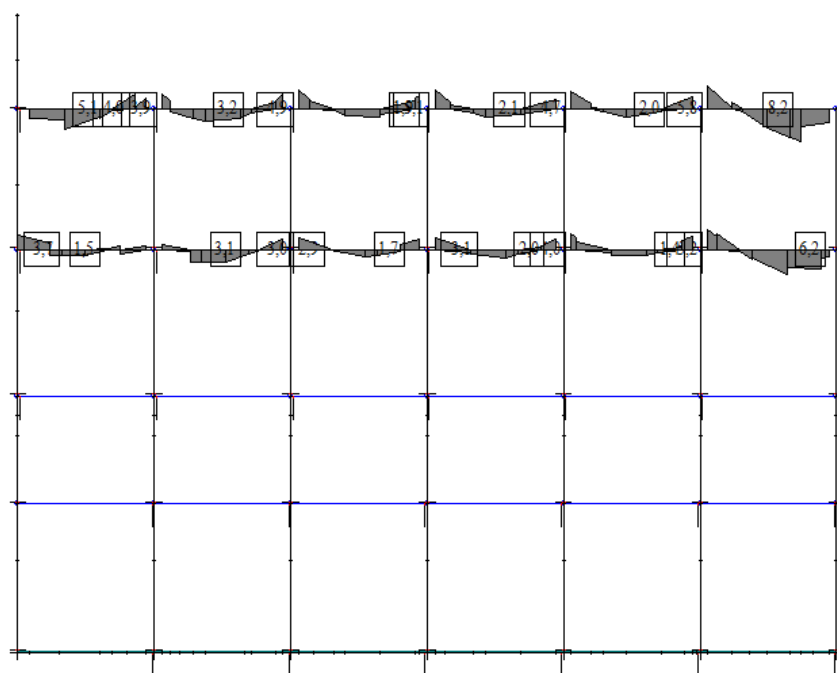


My , PT A , Bloco C

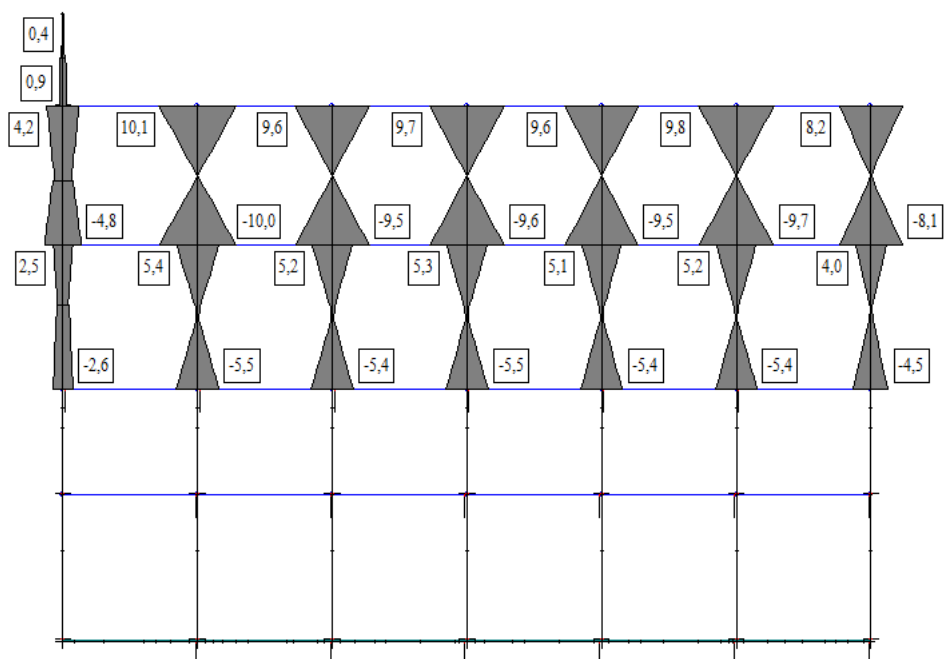
(Acção SC – Pilares)



Mz , PT A , Bloco C  
(Acção SC – Vigas)

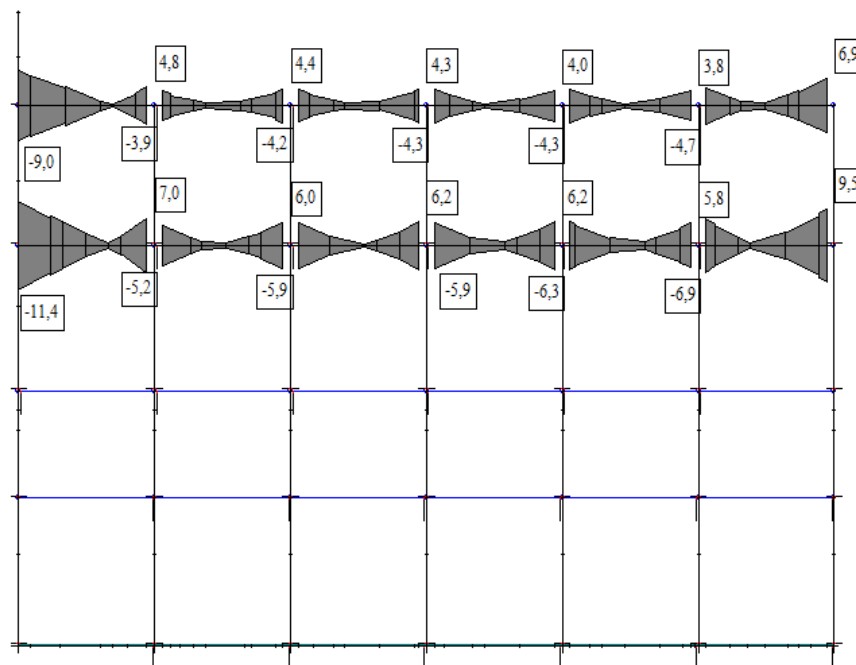


My , PT A , Bloco C  
(Acção Ez – Pilares)





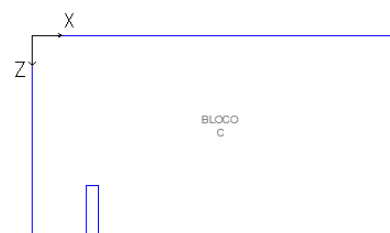
Mz , PT A , Bloco C  
(Acção Ez – Vigas)



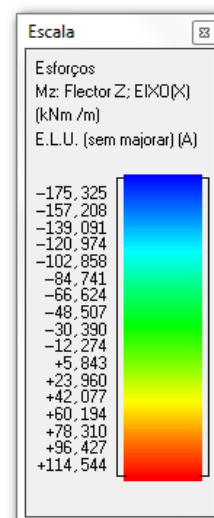
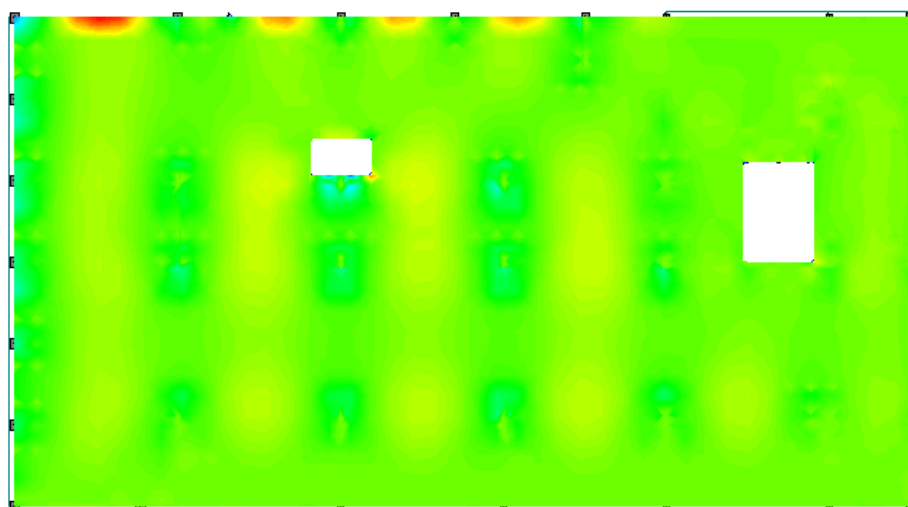
### 3.2 ESFORÇOS NAS LAJES

Apresentam-se os cálculos dos esforços do bloco C.

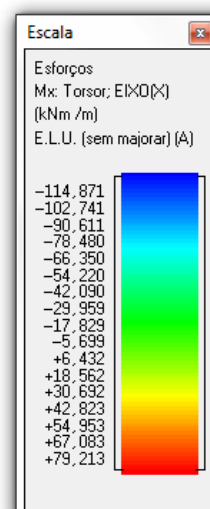
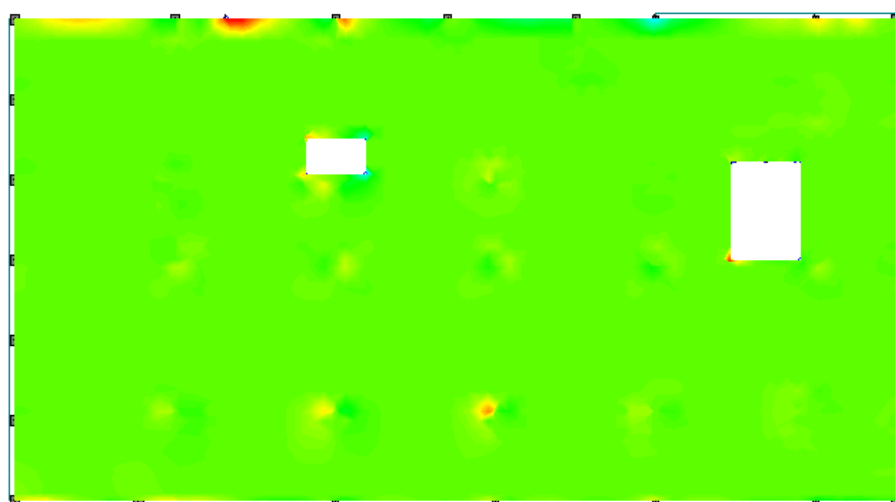
Planta do bloco C:



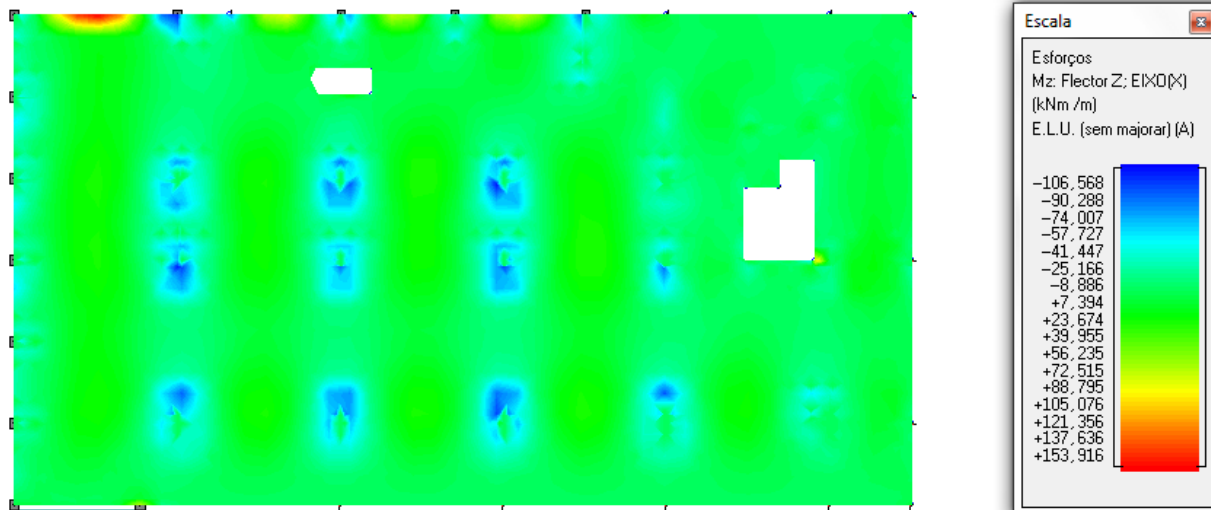
Mz à cota 15,85 m (Piso -1)  
(Combinação ELU)



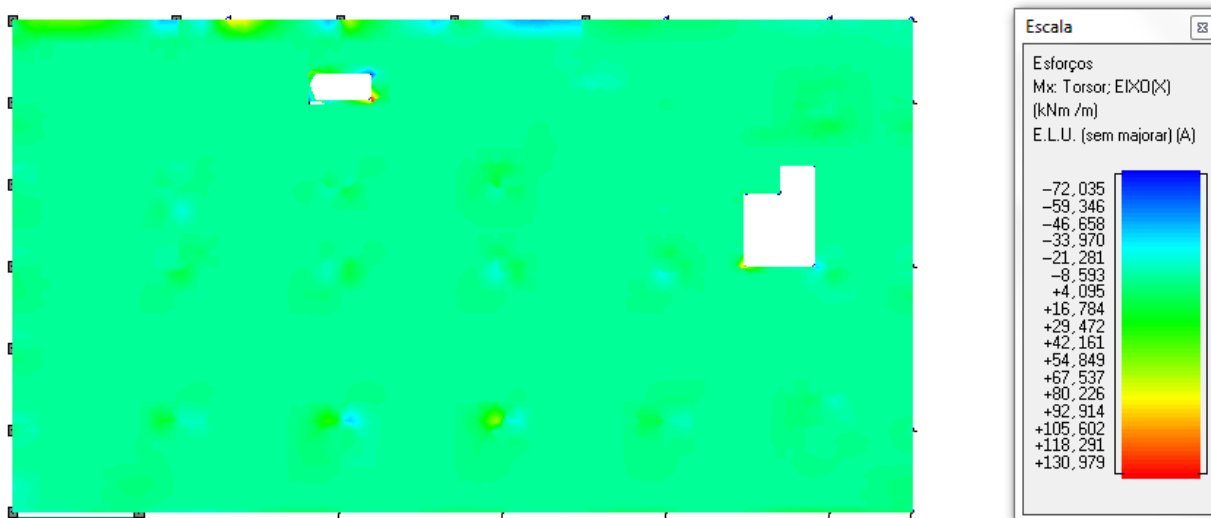
Mx à cota 15,85 m (Piso -1)  
(Combinação ELU)



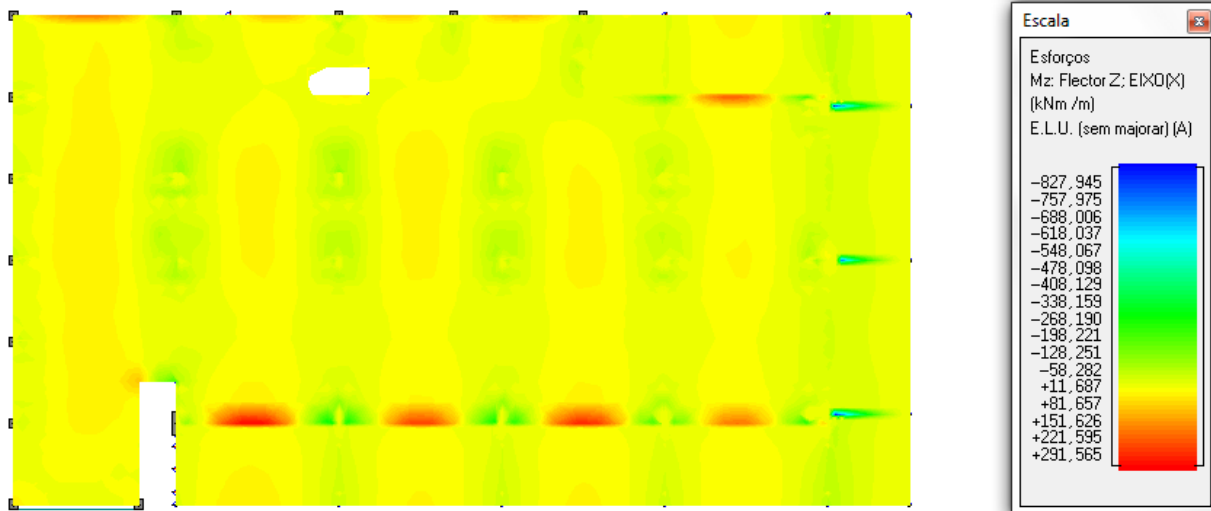
Mz à cota 18,60 m (Piso 0)  
(Combinação ELU)



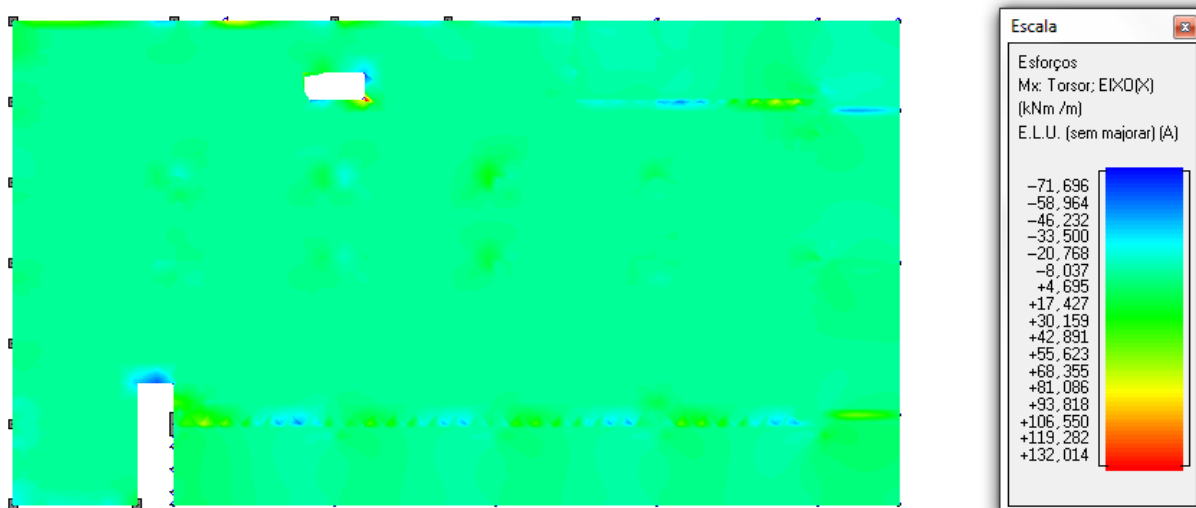
Mx à cota 18,60 m (Piso 0)  
(Combinação ELU)



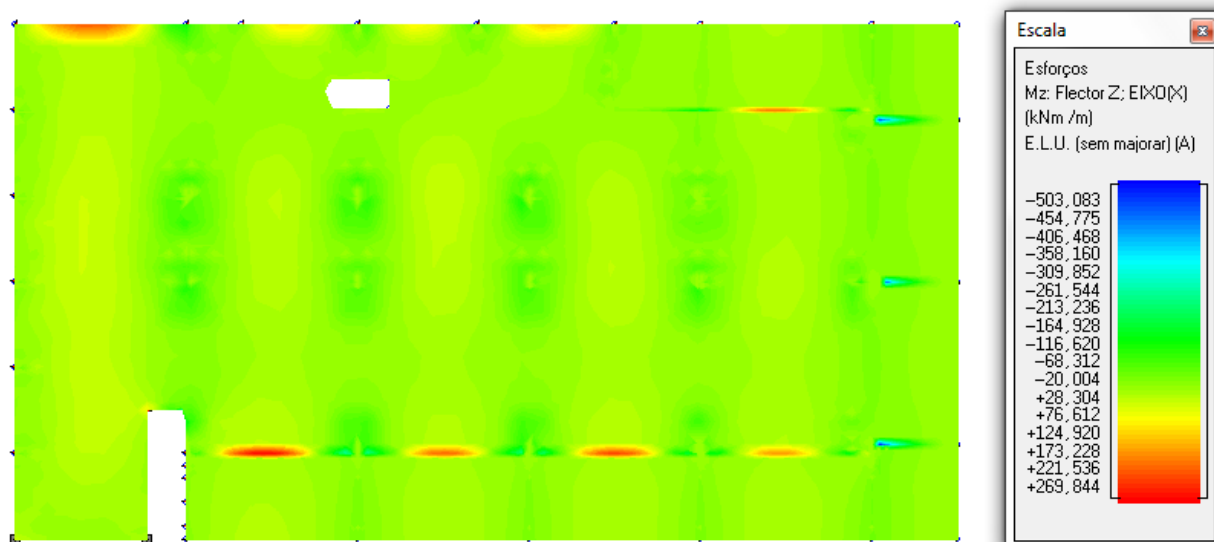
Mz à cota 22,35 m (Piso 1)  
(Combinação ELU)



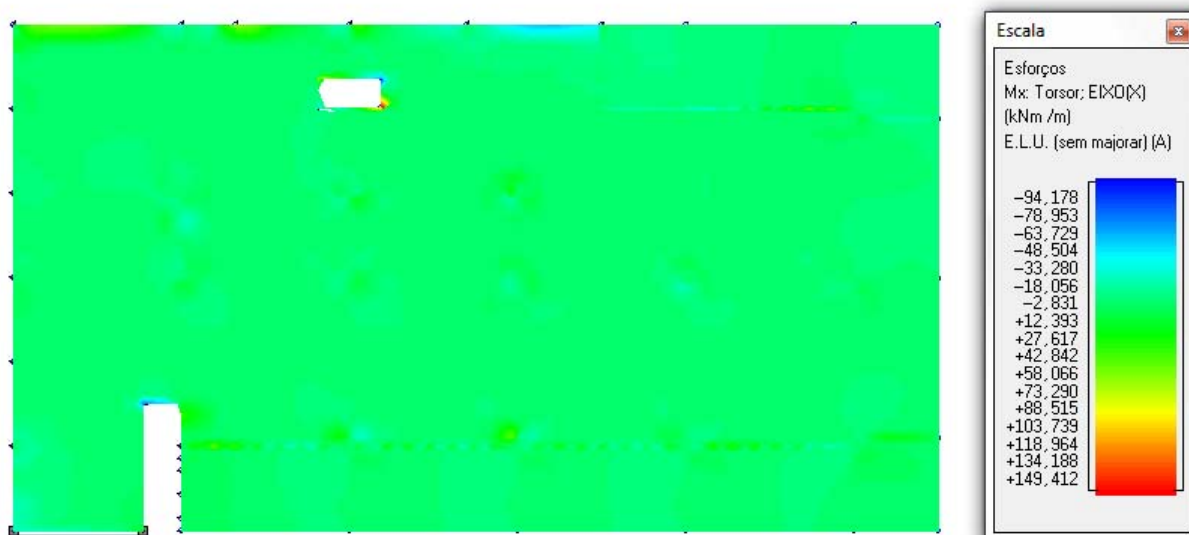
Mx à cota 22,35 m (Piso 1)  
(Combinação ELU)



Mz à cota 25,95 m (Piso 2)  
(Combinação ELU)



Mx à cota 25,95 m (Piso 2)  
(Combinação ELU)



### 3.3 CÁLCULO DOS SEGUINTE ELEMENTOS ESTRUTURAIS

- Pilar
- Viga
- Laje

Os esforços utilizados para efectuar os cálculos das armaduras, num pilar, numa viga e num painel de laje, foram os esforços da combinação mais desfavorável.

#### 3.3.1 CÁLCULO DE UM PILAR

Pilar 21 , secção 40x50, à cota 18,60 m

O programa utilizado faz o cálculo à encurvadura local dos pilares de acordo com o REBAP, estando este agravamento já reflectido nos valores de momentos apresentados.

Comprimento de encurvadura:  $Lo = 0,80 \times L = 0,80 \times 3,75 = 3,0 \text{ m}$

Estrutura de nós fixos

**Flexão composta desviada:**  $Nsd = 443 \text{ KN}$  ,  $Msd_x = 110 \text{ KN.m}$  ,  $Msd_y = 40 \text{ KN.m}$

$$e_y = \frac{Msd_x}{Nsd} = \frac{110}{443} = 0,25 \text{ m}$$

$$e_x = \frac{Msd_y}{Nsd} = \frac{40}{443} = 0,09 \text{ m}$$

$$\frac{e_y}{e_x} = \frac{0,25}{0,09} = 2,78 > = \frac{h}{b} = \frac{0,4}{0,5} = 0,80 \text{ m}$$

$$v = \frac{Nsd}{b \times h \times f_{cd}} = \frac{443}{0,5 \times 0,4 \times 20 \times 10^3} = 0,11$$

$$e'y = e_y + \beta \times e_x \times h / b = 0,25 + 0,7 \times 0,09 \times 0,40 / 0,50 = 0,30 \text{ m}$$

$$M_{sd}'x = e'y \times N_{sd} = 0,30 \times 443 = 133 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{sd}'x}{b \times h^2 \times f_{cd}} = \frac{133}{0,5 \times 0,4^2 \times 20 \times 10^3} = 0,08$$

$$v' = v - 0,85 = 0,11 - 0,85 = -0,74$$

$$\lambda = 0,5 - a/h = 0,5 - 0,035/0,4 = 0,41$$

$$w = \frac{\mu + 0,55 \times v \times v'}{\lambda \times \beta} = \frac{0,08 - 0,55 \times 0,11 \times 0,74}{0,41 \times 1,0} = 0,09$$

$$A_s = \frac{w \times b \times h \times f_{cd}}{f_{syd}} = \frac{0,09 \times 50 \times 40 \times 20}{348} = 10,3 \text{ cm}^2 \times 2 \Rightarrow 20,6 \text{ cm}^2$$

O valor da armadura longitudinal do pilar em questão, calculada pelo programa, é o seguinte:

$$\text{Armadura de canto } 4\varnothing 20 = 12,57 \text{ cm}^2$$

$$\text{Armadura de reforço, 4 faces } 5\varnothing 10 = 15,72 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 28,29 \text{ cm}^2$$

Nota: o valor da área de aço do pilar calculado pelo programa, é superior ao aqui calculado

**Esforço transverso:**  $V_{rdx} = 374 \text{ KN}$  ,  $V_{rdy} = 318 \text{ KN}$

$$V_{sdx} = 55 \text{ KN} , \quad V_{sdy} = 56 \text{ KN}$$

$$\text{Espaçamento } s = 12 \times \varnothing 10 = 12 \text{ cm}$$

$$\text{armadura longitudinal } \leq \varnothing 25 \Rightarrow \varnothing 6 \text{ nas cintas}$$

O valor da armadura transversal do pilar em questão, calculado pelo programa, é o seguinte:

$$\text{Armadura transversal (cintas)} \Rightarrow 2+1 \text{ est } \varnothing 8 // 0,12$$

Nota: o valor do diâmetro das cintas do pilar calculado pelo programa, é superior ao aqui calculado, pelo facto de ter limitado o diâmetro das cintas entre  $\varnothing 8$  a  $\varnothing 10$ .

As armaduras do pilar 21, podem ser visualizadas no desenho nº51.

### 3.3.2 CÁLCULO DE UMA VIGA

Viga do pórtico PTA, situada entre os pilares P16 e P21 , secção 40x60, à cota 22,35 m

**Flexão simples:**

**Momentos positivos no vão:**  $M_{sd+} = 118 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{118}{0,4 \times 0,565^2 \times 20 \times 10^3} = 0,05$$

$w' = 0$  logo,  $A' = 0 \Rightarrow$  armadura superior

$$w = \mu \times (1 + \mu) = 0,05 \times (1 + 0,05) = 0,05$$

$$A = \frac{w \times b \times d \times f_{cd}}{f_{syd}} = \frac{0,05 \times 40 \times 56,5 \times 20}{348} = 6,49 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{armadura inferior}$$

O valor da armadura longitudinal da viga em questão, calculada pelo programa, é o seguinte:

$$\text{Armadura na face inferior} \Rightarrow 3\emptyset 12 + 5\emptyset 10 = 3,39 + 3,93 = 7,32 \text{ cm}^2$$

Nota: a armadura na face inferior calculada pelo programa é superior à aqui calculada.

**Momentos negativos nos apoios:**  $M_{sd-} = 189 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{189}{0,4 \times 0,565^2 \times 20 \times 10^3} = 0,07$$

$w' = 0$  logo,  $A' = 0 \Rightarrow$  armadura inferior

$$w = \mu \times (1 + \mu) = 0,07 \times (1 + 0,07) = 0,07$$



$$A = \frac{w \times b \times d \times f_{cd}}{f_{syd}} = \frac{0,07 \times 40 \times 56,5 \times 20}{348} = 9,09 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{armadura superior}$$

O valor da armadura longitudinal da viga em questão, calculada pelo programa, é o seguinte:

$$\text{Armadura na face superior} \Rightarrow 3\emptyset 12 + 6\emptyset 12 = 3,39 + 6,79 = 10,18 \text{ cm}^2$$

Nota: a armadura na face superior calculada pelo programa é superior à aqui calculada.

**Esforço transverso:**  $V_{rd} = 312 \text{ KN}$  ,  $V_{sd} = 46 \text{ KN}$

$$V_{rd} \leq \delta_2 \times b_w \times d \Rightarrow 312 \leq 6000 \times 0,40 \times 0,565 \Rightarrow 312 \text{ KN} \leq 1356 \text{ KN}$$

$$V_{cd} = \delta_1 \times b_w \times d = 850 \times 0,40 \times 0,565 = 192 \text{ KN}$$

$$V_{wd} = V_{rd} - V_{cd} = 312 - 192 = 120 \text{ KN}$$

$$V_{wd} = 0,9 \times d \times \frac{A_{sw}}{s} \times f_{syd} \times (1 + \cotg \alpha) \times \sin \alpha \Rightarrow$$

$$\Rightarrow 120 = 0,9 \times 0,565 \times \frac{A_{sw}}{s} \times 348 \times 103 \times 1 \times 1 \Rightarrow \frac{A_{sw}}{s} = 6,78 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$(A_{sw}/s)_{\min} = \frac{0,10 \times 0,40 \times \sin \alpha}{100} = 2,5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Espaçamento dos varões (s)} \Rightarrow V_{sd} \leq 1/6 \times \delta_2 \times b_w \times d \Rightarrow 46 \text{ KN} \leq 226 \text{ KN}$$

$$s \leq 30 \text{ cm}$$

$$(A_{sw}/s)_{\text{ramo}} = 6,78 / 4 = 1,7 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$s = 0,30 \Rightarrow A_{sw} = 1,7 \times 0,3 = 0,51 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2 \text{ est } \emptyset 8 // 0,30$$

O valor da armadura transversal da viga em questão, calculada pelo programa, é o seguinte:

$$\text{Armadura transversal (estribos)} \Rightarrow 2 \text{ est } \emptyset 8 // 0,30$$

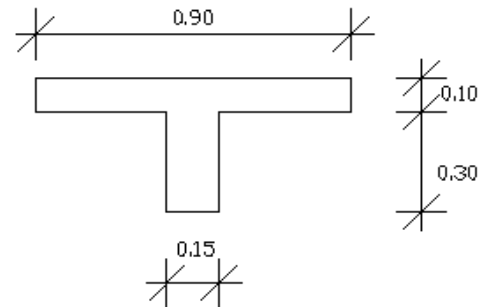
As armaduras da viga em questão, podem ser visualizadas no desenho nº40.

### 3.3.3 CÁLCULO DE UM PAINEL DE LAJE

Painel de laje, à cota 18,60 m, tendo nos extremos os pilares P53, P54, P61 e P62.

Secção transversal da laje, em ambas as direcções, secção em T.

Características da secção T:  $b_w = 0,15$  m  
 $b = 0,90$  m  
 $h = 0,40$  m  
 $d = 0,375$  m  
 $h_f = 0,10$  m



**Momentos positivos:**  $M_x^+ = 15$  KN.m/m ,  $M_y^+ = 40$  KN.m/m

$$M_x^+ = 15 \times b = 15 \times 0,90 = 13,5 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{M}{f_{syd} \times (d - 0,5 \times h_f)} = \frac{13,5}{348 \times 10^3 \times (0,375 - 0,5 \times 0,1)} = 1,19 \text{ cm}^2 \Rightarrow$$

$$M_y^+ = 40 \times b = 40 \times 0,90 = 36 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{M}{f_{syd} \times (d - 0,5 \times h_f)} = \frac{36}{348 \times 10^3 \times (0,375 - 0,5 \times 0,1)} = 3,18 \text{ cm}^2 \Rightarrow$$

O valor da armadura longitudinal do painel de laje em questão, calculada pelo programa, é o seguinte:

Armadura longitudinal inferior, em cada direcção x e y (momentos positivos)  $2\text{Ø}16 = 4,02 \text{ cm}^2$

Nota: a armadura na face inferior da laje, nas nervuras, como se vê nos desenhos, é igual nas duas direcções e superior aos valores aqui calculados.

As armaduras da laje em questão, podem ser visualizadas no desenho nº16 e nº17.

Constata-se através destes cálculos que o programa simplifica o cálculo de armaduras nos vários elementos, originando valores superiores aos aqui calculados.

### **3.4 JUSTIFICAÇÃO DOS DESENHOS DE PORMENORIZAÇÃO DE ARMADURAS**

Tratando-se de um programa de cálculo automático integrado que faz pormenorização de armaduras, há possibilidade de actuar sobre um grande número de variáveis para melhorar a informação contida nos diferentes desenhos. Assim nos:

#### **3.4.1 DESENHOS DOS ELEMENTOS DE BETÃO ARMADO**

Nos desenhos dos elementos de betão armado, efectuei muitos ajustamentos, de modo a ficarem de acordo como o pretendido. Logo muitos dos desenhos apresentados poderão, ou não, ser bastante diferentes dos inicialmente exportados do programa de cálculo.

Foram também elaborados alguns desenhos de raiz, de modo a complementar o projecto em questão.

#### **3.4.2 DESENHOS DAS ARMADURAS**

Nos desenhos das armaduras as opções a dar são imensas, principalmente, nos pilares e vigas. Não foi dada muita atenção à uniformização das armaduras, pelo facto de que teria de dispensar algum tempo e não foi considerado por mim uma prioridade, tive apenas a preocupação de que cumprissem o regulamento.

No entanto verifica-se que algumas opções dadas ao programa para desenho de armaduras em pilares e vigas poderão não ter sido as mais correctas. Sobretudo em termos da gama de diâmetros a utilizar, já que são apresentadas secções com Ø20 nos cantos e Ø10 nas faces.

De qualquer modo, efectuei alguns ajustamentos das armaduras, utilizando o comando de opções particulares, o que permitiu particularizar a armadura, por exemplo, num dado pórtico (pilares e vigas). Também efectuei manualmente alguma uniformização das armaduras, principalmente das paredes, com o auxílio de uma tabela de quantidade de áreas de aço.

Falando um pouco das denominadas, caixas de diálogo das opções particulares de armaduras, do programa de cálculo, apresenta-se de seguida uma descrição geral:

Nas opções gerais das **armaduras dos pilares e vigas**, alguns dos critérios gerais tidos em conta foram:

- Estribos de Ø8 a Ø10 com espaçamento de 10cm.
- Armadura de canto e de reforço nos pilares - Ø10 a Ø25.
- Armadura de canto nas vigas, superior e inferior - Ø12.
- Armadura de reforço nas vigas, superior e inferior - Ø10 a Ø20.
- Fendilhação nas vigas 0,20mm.
- Comprovação à torção nos pilares.
- Não comprovação à torção nas vigas.
- Recobrimento de 35mm.
- Nota: estas opções foram gerais, posteriormente efectuei algumas opções particulares de armaduras.

Nas opções gerais das **armaduras das paredes**, alguns dos critérios gerais tidos em conta foram:

- Não considerar estribos.
- Espaçamento dos varões 10cm a 30cm.
- Diâmetro dos varões - Ø10 a Ø20.
- Para cada direcção, igualar separações em ambas as faces.
- Para cada direcção, igualar diâmetros em ambas as faces.
- Recobrimento de 25mm e 35mm, para paredes e muros de suporte, respectivamente.
- Nota: estas opções foram gerais, posteriormente efectuei algumas opções particulares de armaduras.

Não é possível colocar espaçamentos com meio centímetro (7,5cm), contorna-se essa opção fazendo um valor que por conseguinte foge à métrica habitual (7,5 / 15,0 / 22,5). Esse foi um dos factores para a disparidade.

Nas opções gerais das **armaduras das lajes fungiformes aligeiradas**, alguns dos critérios gerais tidos em conta foram:

- Estribos de Ø8 a Ø10 com espaçamento de 5cm.
- Armadura base superior em ambas as direcções - Ø8.
- Armadura base inferior em ambas as direcções - Ø16.
- Armadura de reforço - Ø12 a Ø20.
- Considerar armadura de estribos
- Considerar armadura de punçoamento
- Recobrimento de 25mm.
- Nota: estas opções foram gerais, posteriormente efectuei algumas opções particulares de armaduras.

## **4 DEFORMADAS DAS LAJES**

#### 4.1 DEFORMADA BLOCO A

Verificação da deformada nas lajes fungiformes aligeiradas:

$$\delta_{oo} = \delta_{cp} \times 3,5 + \delta_{sc} \times \psi_1 \leq L/400$$

$$\leq 1,5 \text{ cm}$$

$$\varphi = 3,5$$

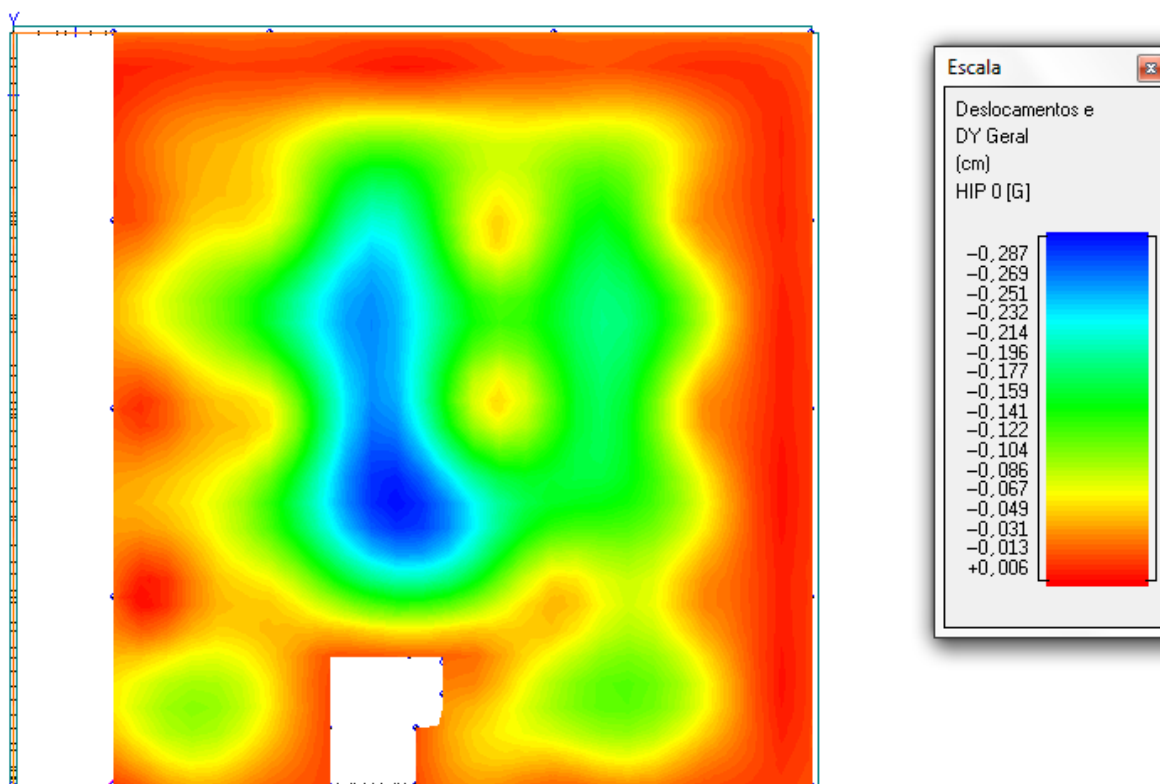
$$\psi_1 = 0,6$$

##### BLOCO A

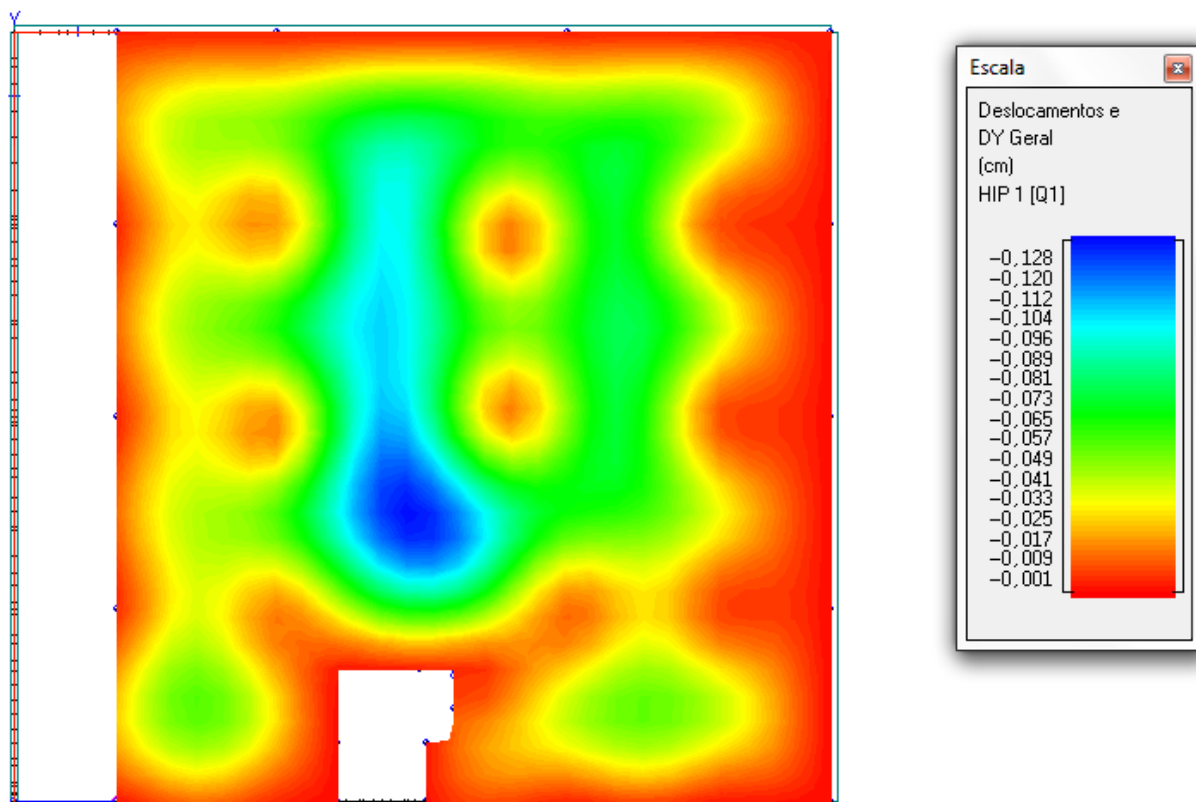
Cota (m)	Maior vão (cm)	$\delta_{cp}$ (cm)	$\delta_{sob}$ (cm)	$\delta_{oo}$ (cm)	L/400 (cm)
15,85	1000	0,287	0,128	1,081	2,500
18,60	1000	0,360	0,108	1,325	2,500
22,35	900	0,648	0,171	2,371	2,250
25,95	900	0,670	0,205	2,468	2,250

Dy À COTA 15,85 m (Piso -1)

Acção permanente (G)



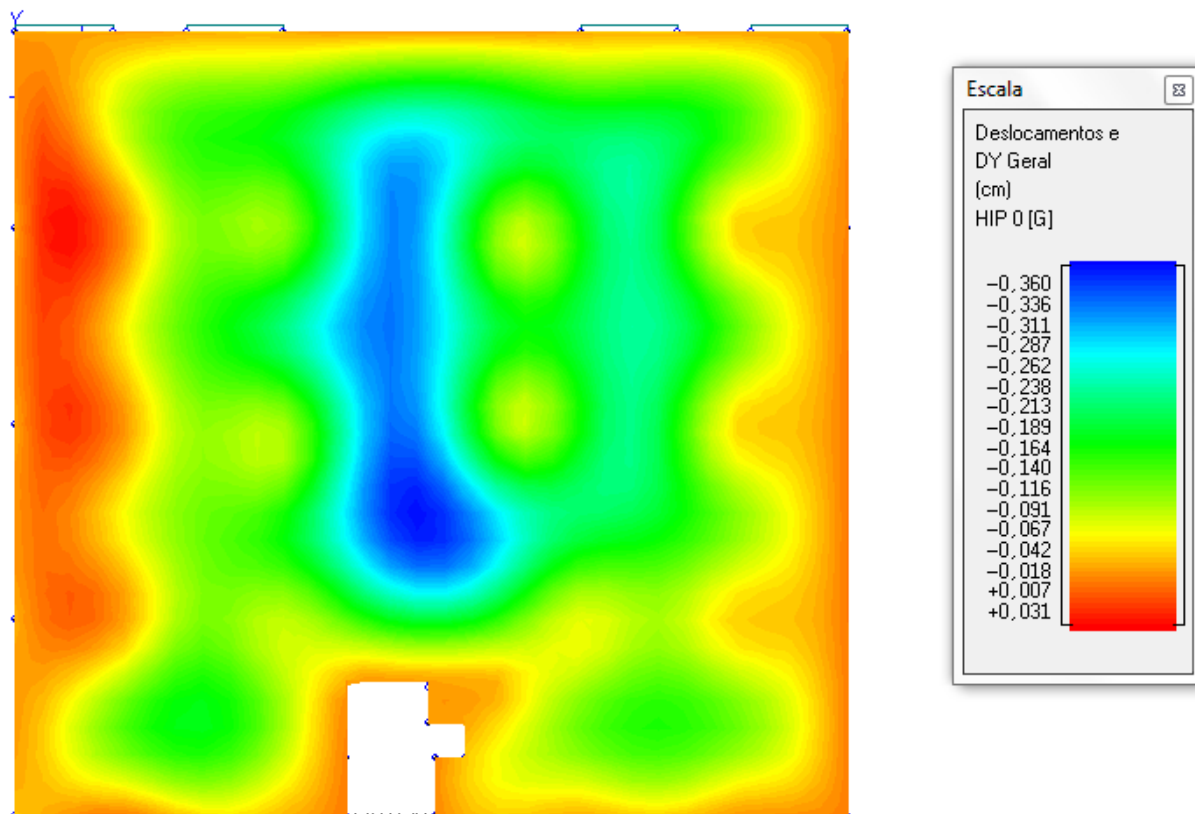
Dy À COTA 15,85 m (Piso -1)  
Acção variável (Q)





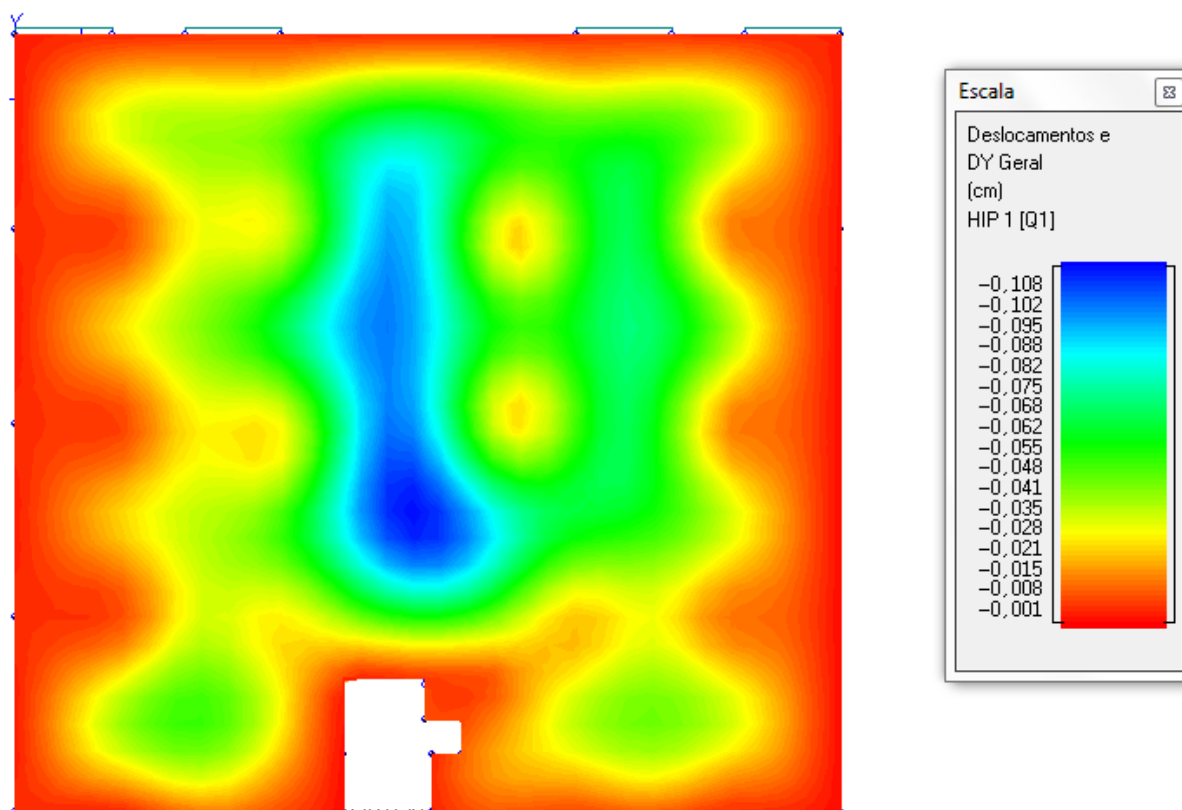
Dy À COTA 18,60 m (Piso 0)

Acção permanente (G)



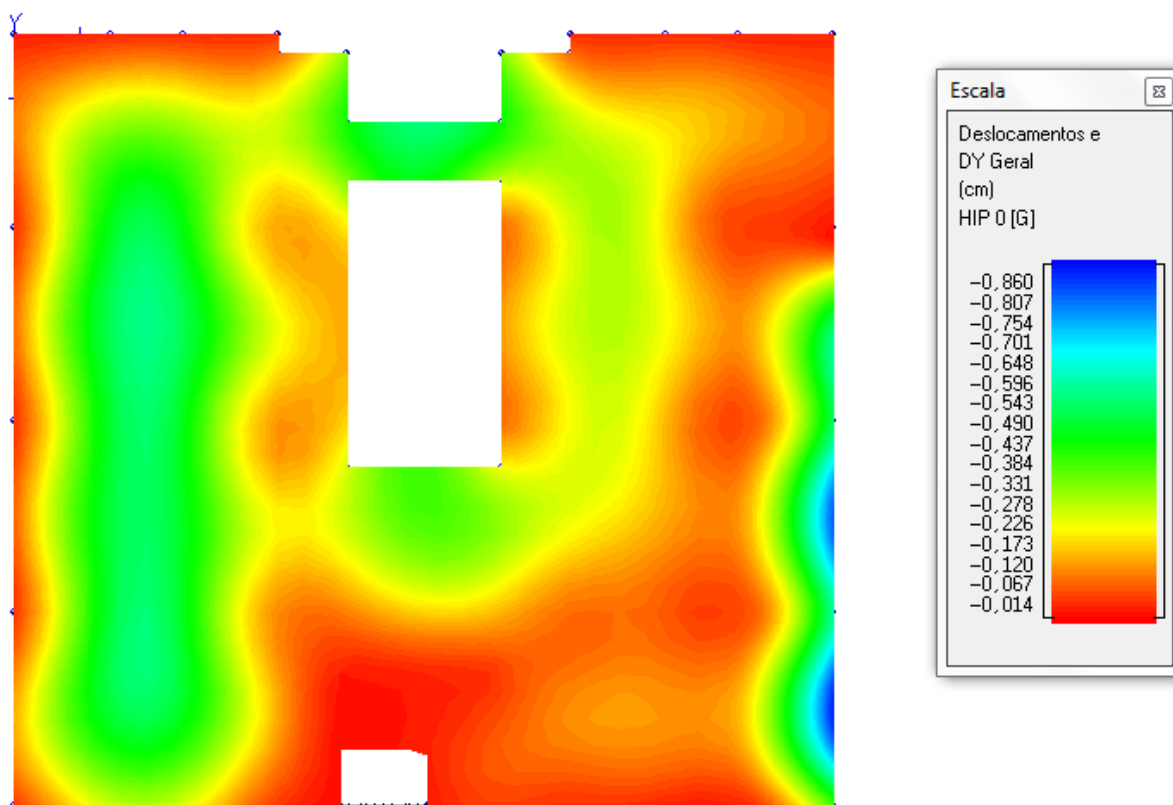
Dy À COTA 18,60 m (Piso 0)

Acção variável (Q)



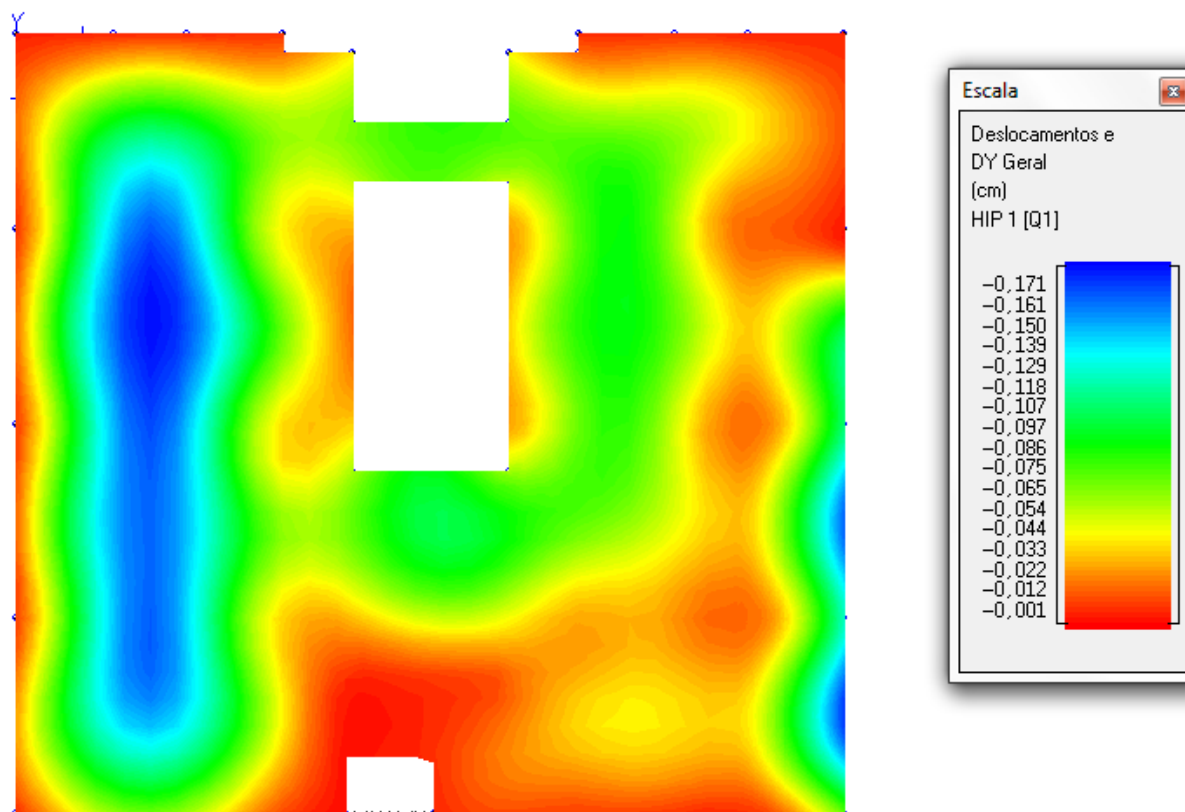
Dy À COTA 22,35 m (Piso 1)

Acção permanente (G)



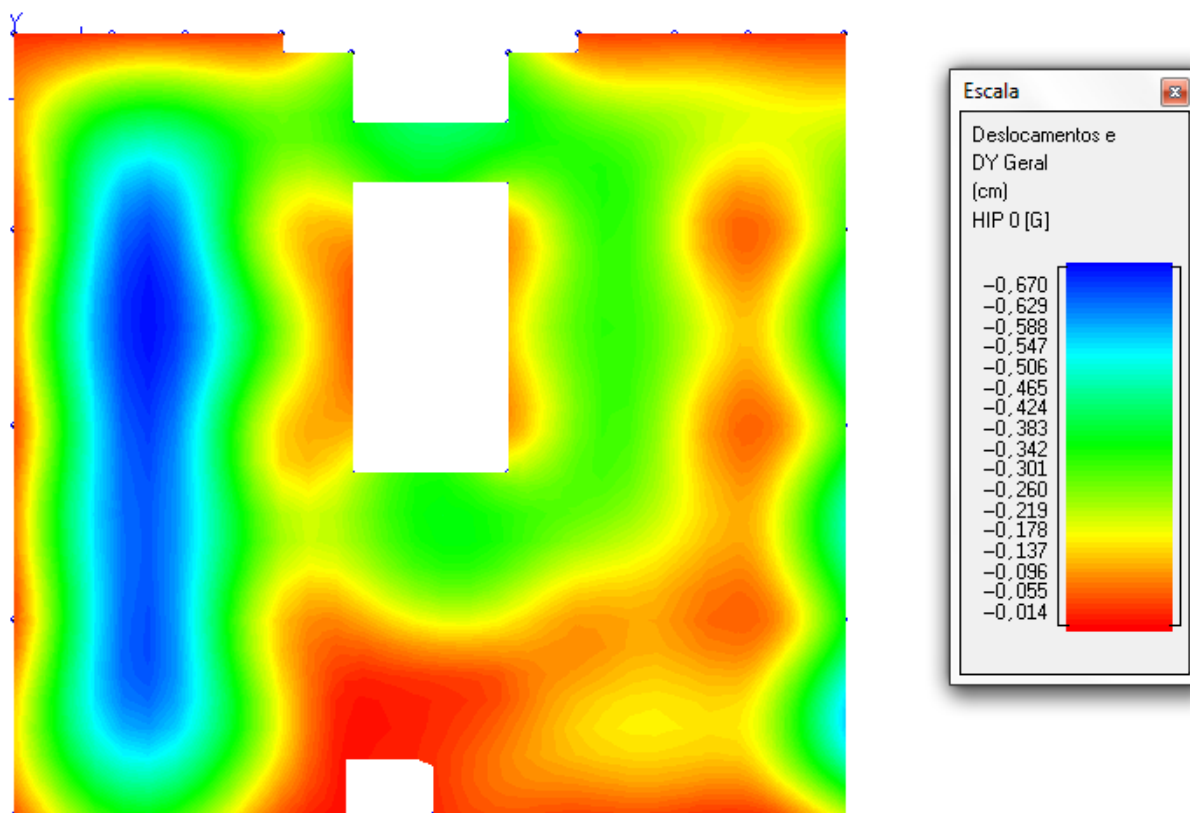
Dy À COTA 22,35 m (Piso 1)

Acção variável (Q)



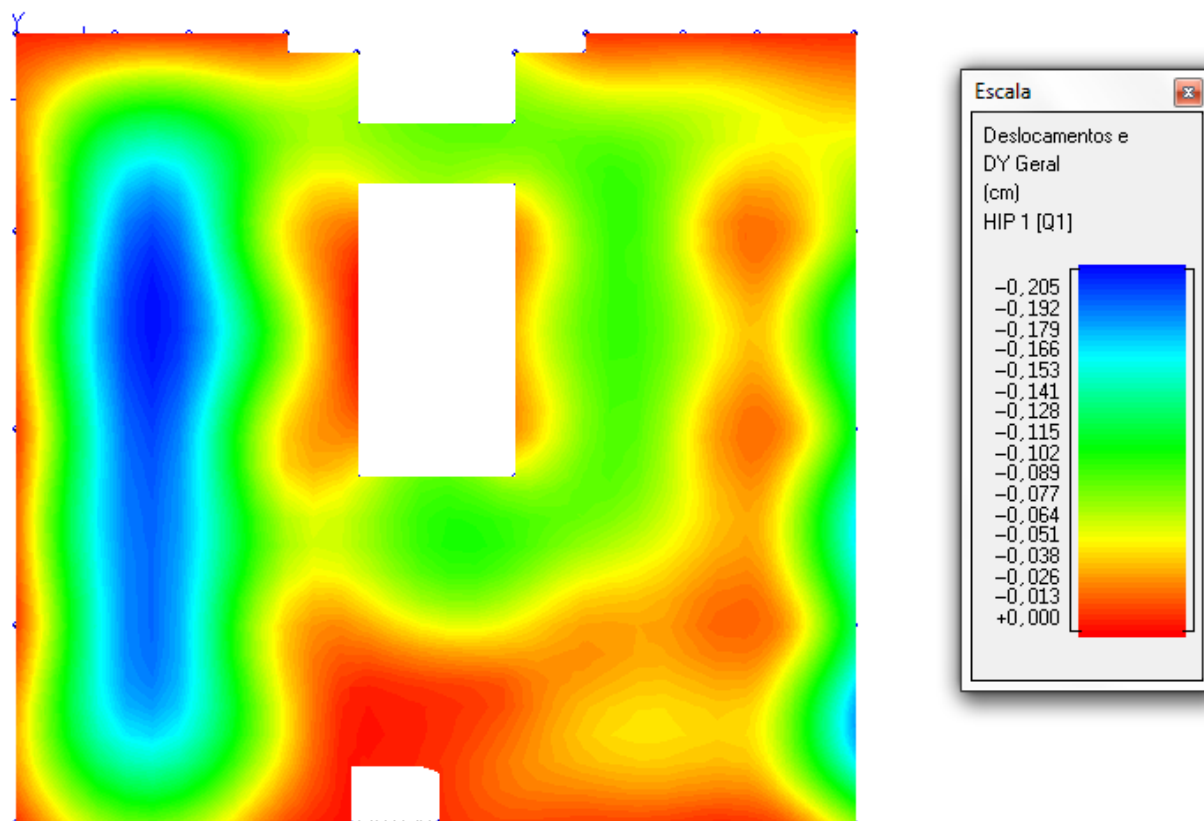
Dy À COTA 25,95 m (Piso 2)

Acção permanente (G)



Dy À COTA 25,95 m (Piso 2)

Acção variável (Q)



## 4.2 DEFORMADA BLOCO B

Verificação da deformada nas lajes fungiformes aligeiradas:

$$\delta_{oo} = \delta_{cp} \times 3,5 + \delta_{sc} \times \psi_1 \leq L/400$$

$$\leq 1,5 \text{ cm}$$

$$\varphi = 3,5$$

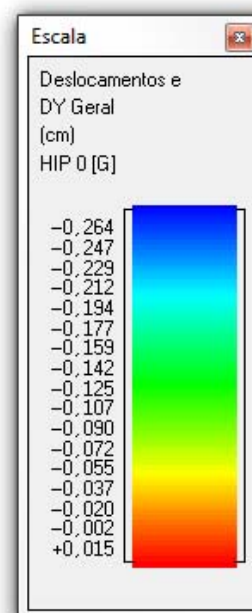
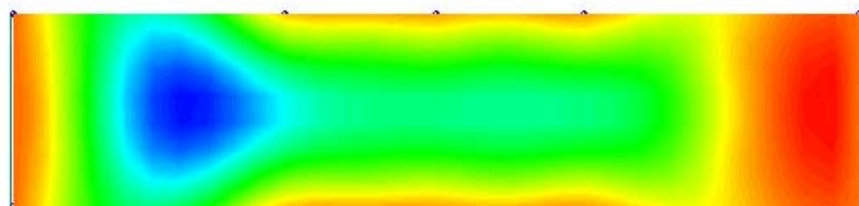
$$\psi_1 = 0,6$$

### BLOCO B

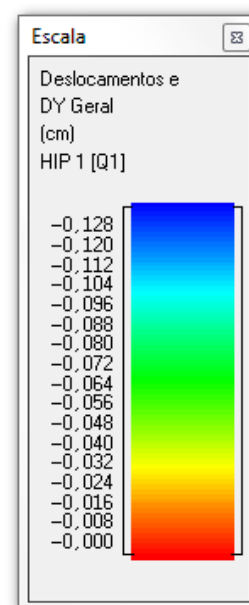
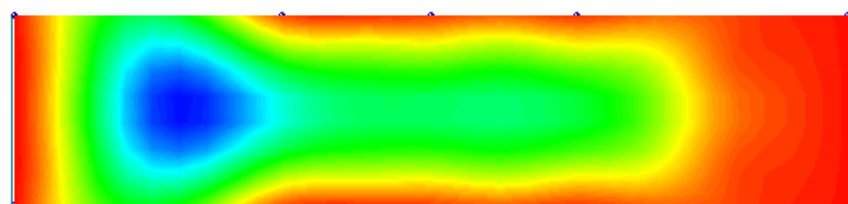
Cota (m)	Maior vão (cm)	$\delta_{cp}$ (cm)	$\delta_{sob}$ (cm)	$\delta_{oo}$ (cm)	L/400 (cm)
15,85	850	0,26	0,13	0,9827	2,125
18,60	850	0,43	0,12	1,5793	2,125
22,35	850	0,65	0,13	2,3559	2,125
25,95	850	0,70	0,18	2,5626	2,125

Dy À COTA 15,85 m (Piso -1)

Acção permanente (G)



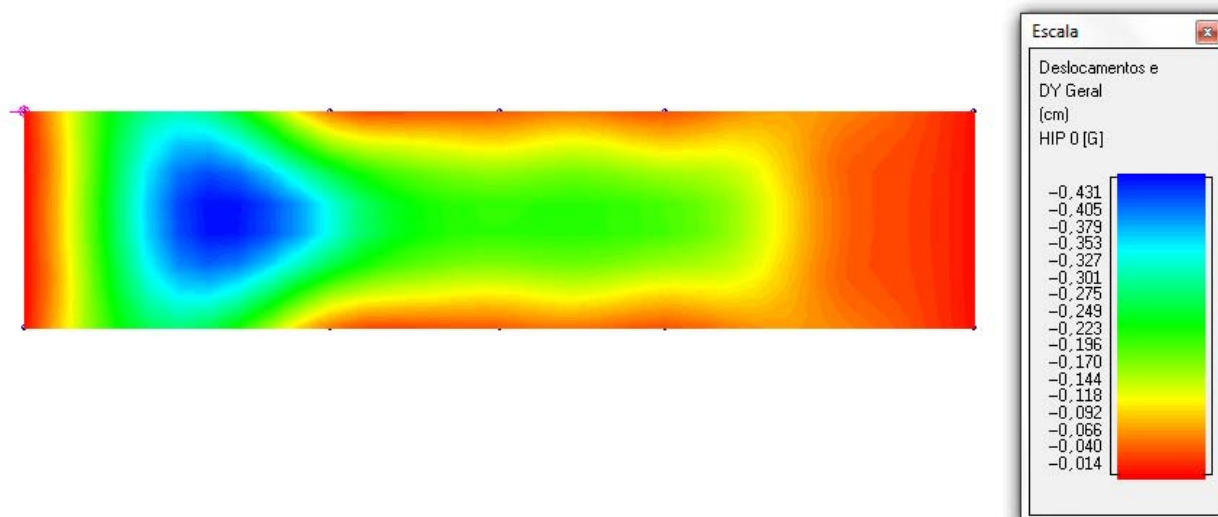
Dy À COTA 15,85 m (Piso -1)  
Acção variável (Q)





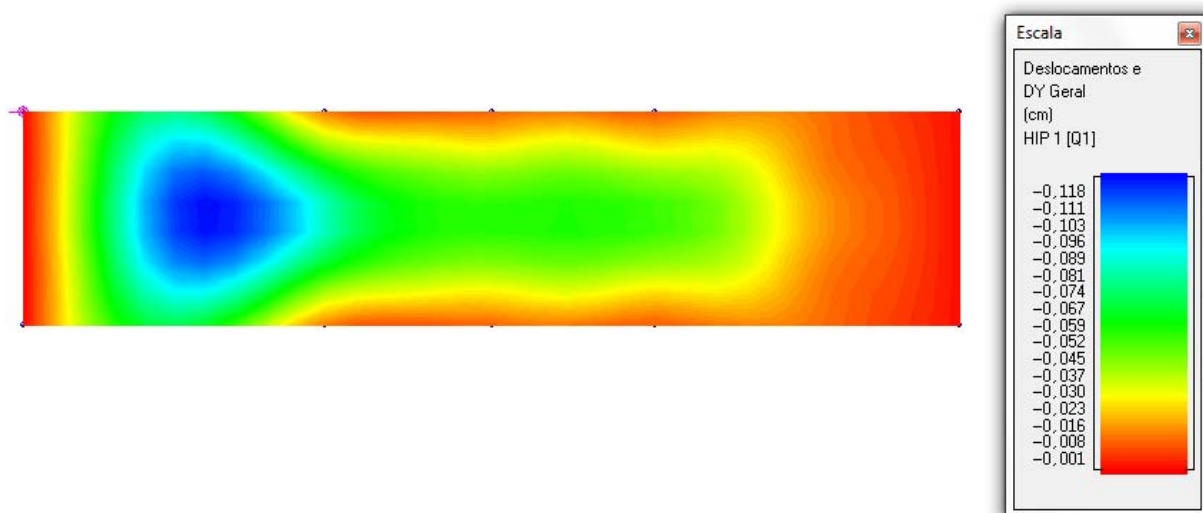
Dy À COTA 18,60 m (Piso 0)

Acção permanente (G)



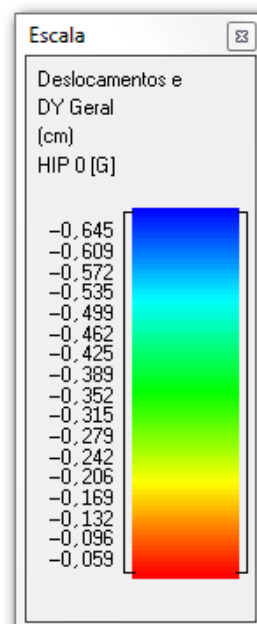
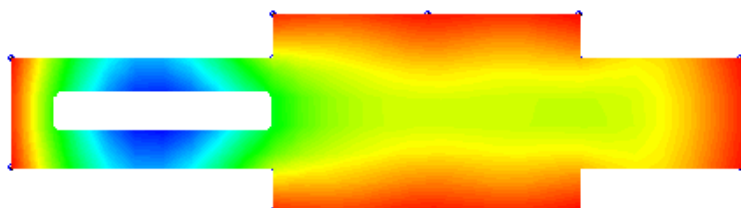
Dy À COTA 18,60 m (Piso 0)

Acção variável (Q)



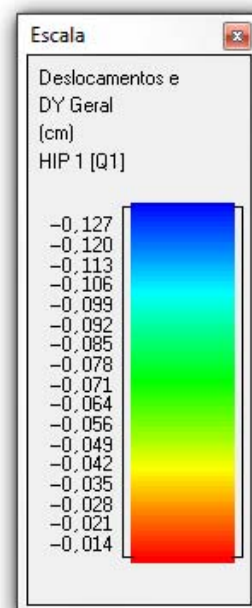
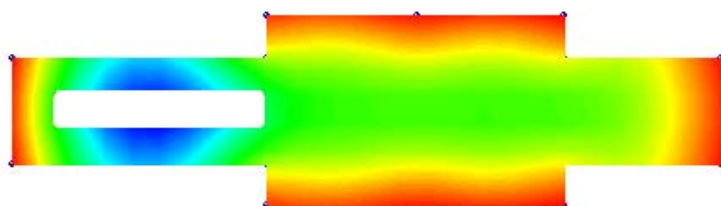
Dy À COTA 22,35 m (Piso 1)

Acção permanente (G)



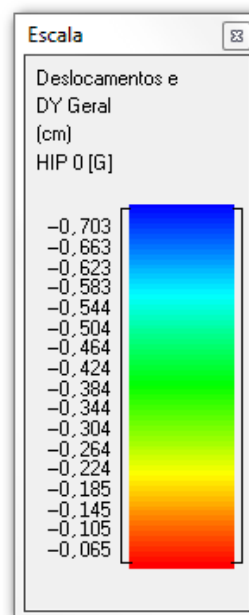
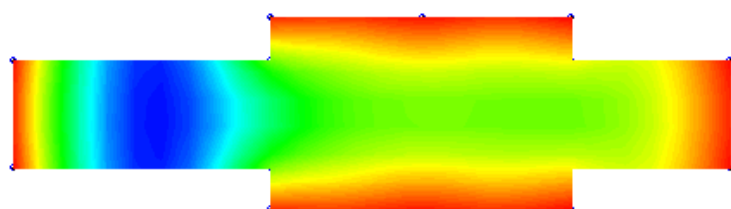
Dy À COTA 22,35 m (Piso 1)

Acção variável (Q)



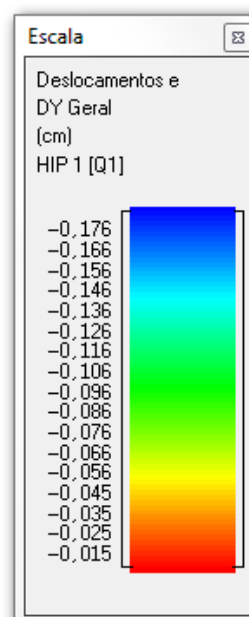
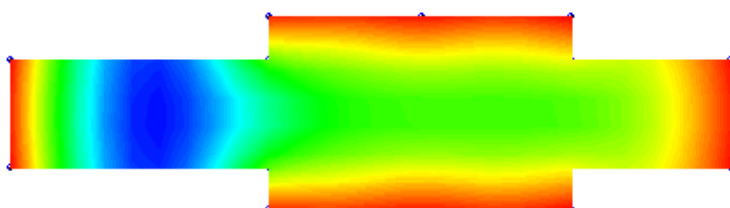
Dy À COTA 25,95 m (Piso 2)

Acção permanente (G)



Dy À COTA 25,95 m (Piso 2)

Acção variável (Q)



### 4.3 DEFORMADA BLOCO C

Verificação da deformada nas lajes fungiformes aligeiradas:

$$\delta_{oo} = \delta_{cp} \times 3,5 + \delta_{sc} \times \psi_1 \leq L/400$$

$$\leq 1,5 \text{ cm}$$

$$\varphi = 3,5$$

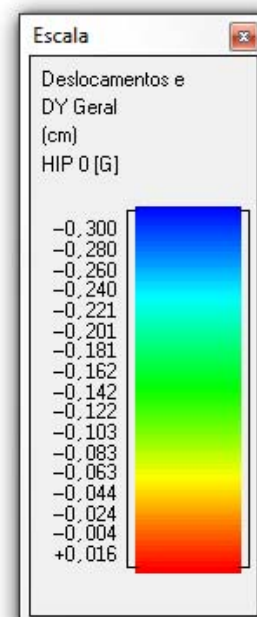
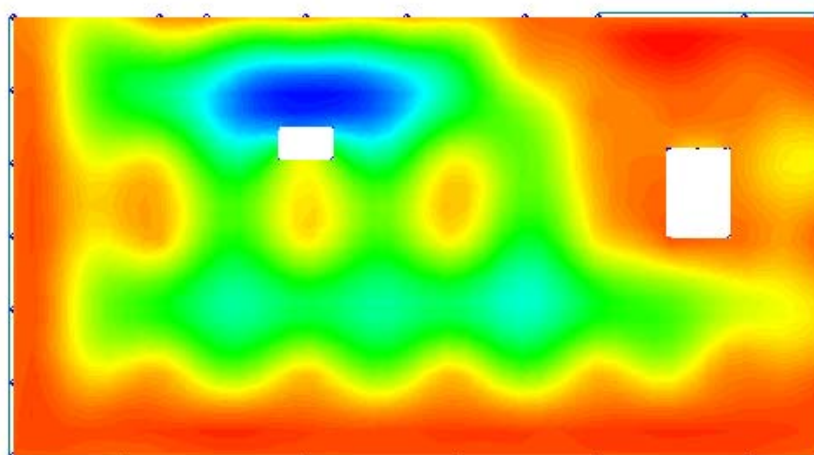
$$\psi_1 = 0,6$$

#### BLOCO C

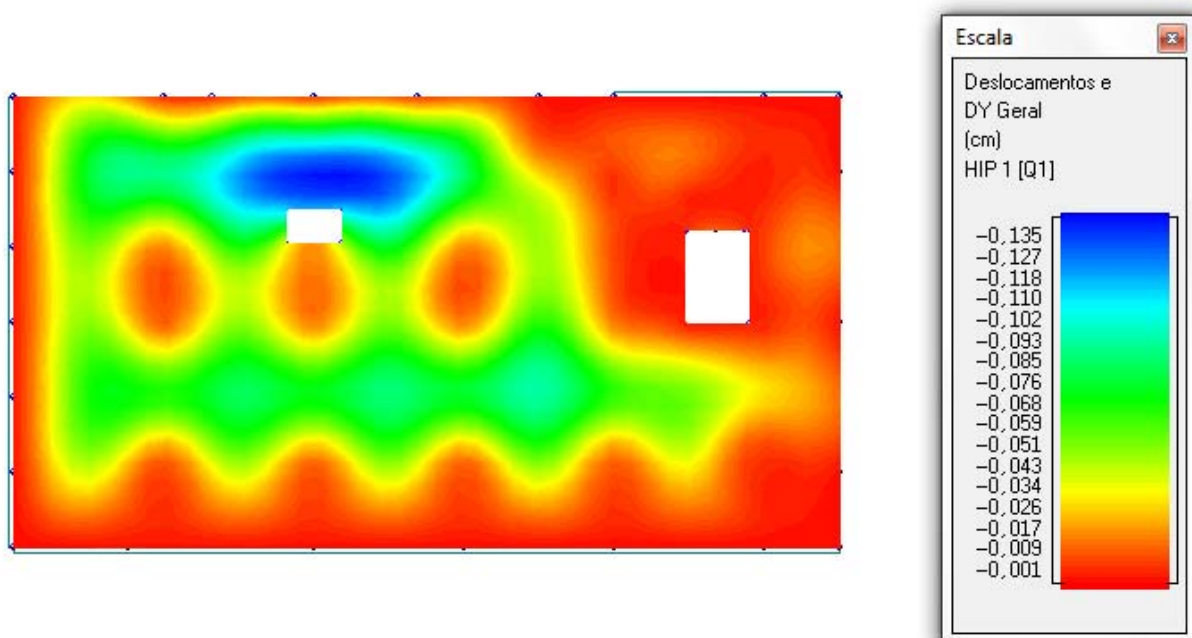
Cota (m)	Maior vão (cm)	$\delta_{cp}$ (cm)	$\delta_{sob}$ (cm)	$\delta_{oo}$ (cm)	L/400 (cm)
15,85	700	0,300	0,135	1,131	1,750
18,60	700	0,334	0,090	1,223	1,750
22,35	700	0,274	0,121	1,032	1,750
25,95	700	0,381	0,142	1,419	1,750

Dy À COTA 15,85 m (Piso -1)

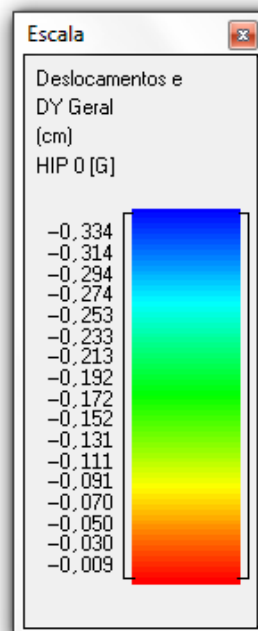
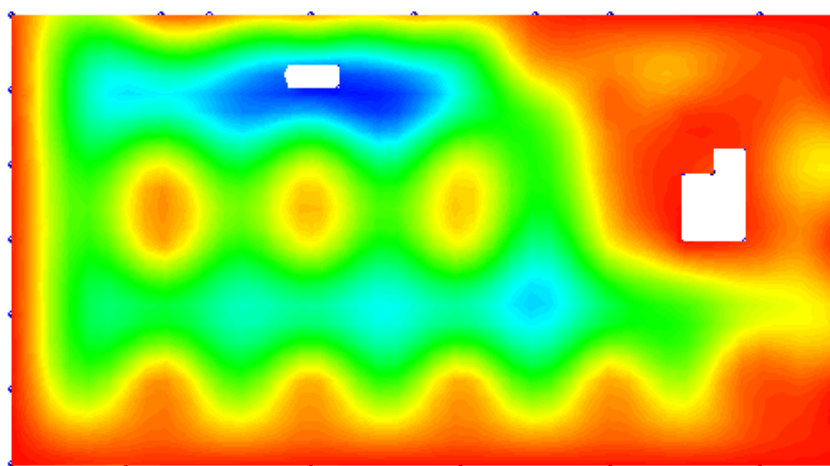
Acção permanente (G)



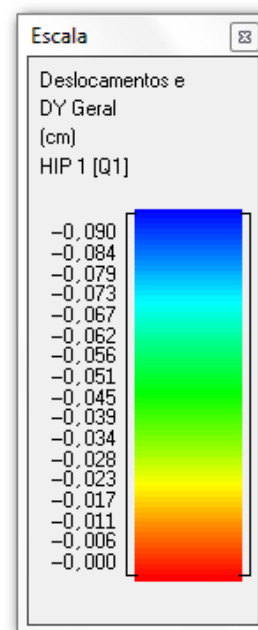
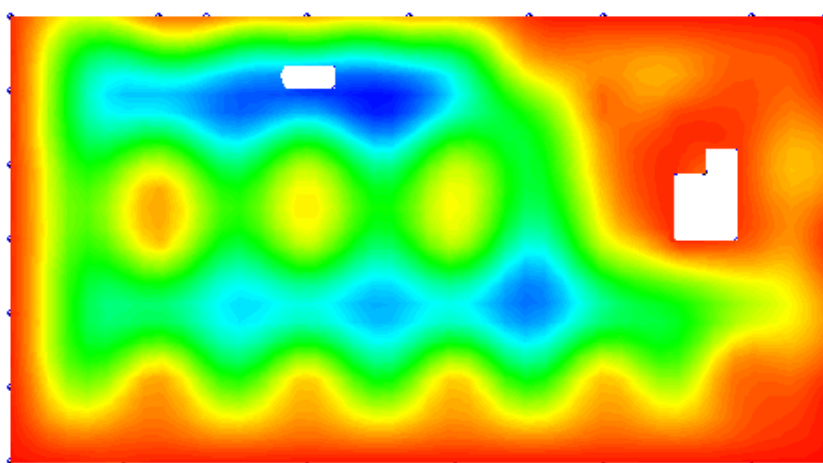
Dy À COTA 15,85 m (Piso -1)  
Acção variável (Q)



Dy À COTA 18,60 m (Piso 0)  
Acção permanente (G)

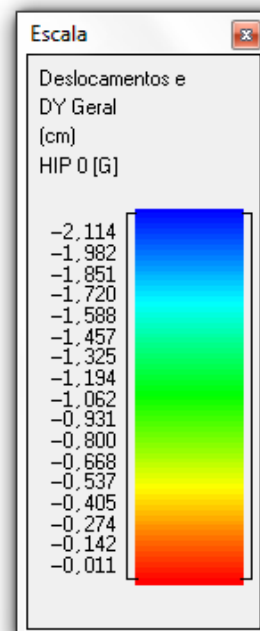
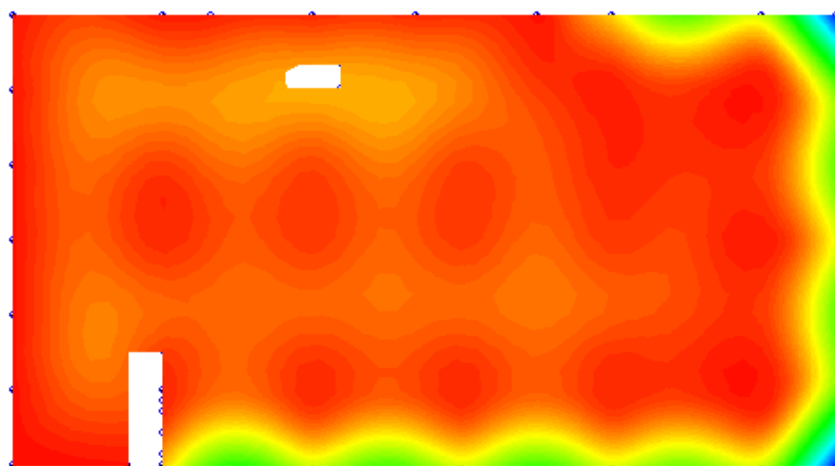


Dy À COTA 18,60 m (Piso 0)  
Acção variável (Q)



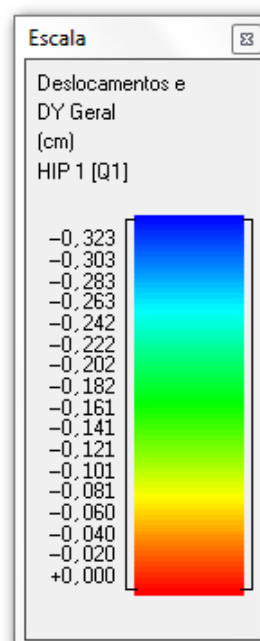
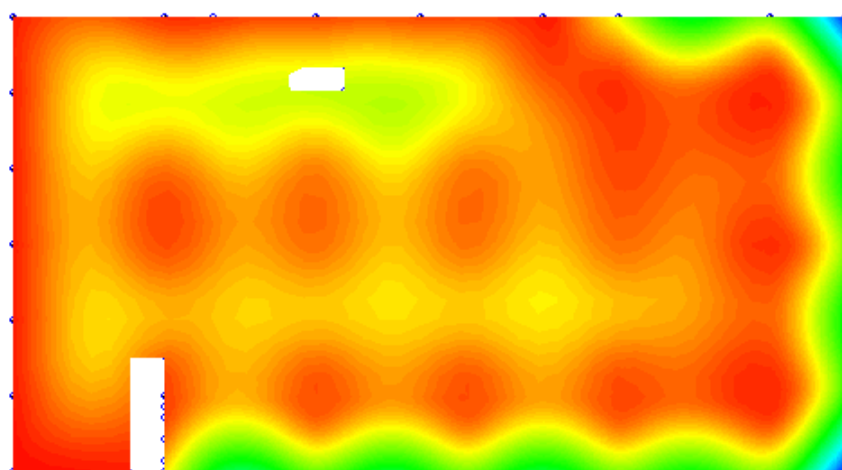
Dy À COTA 22,35 m (Piso 1)

Acção permanente (G)



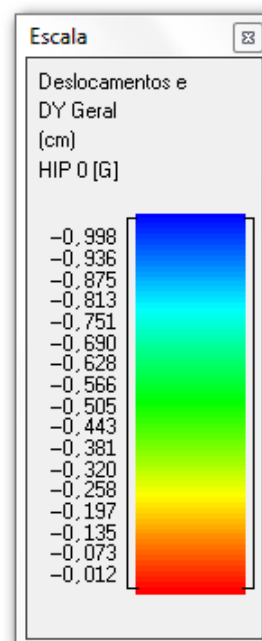
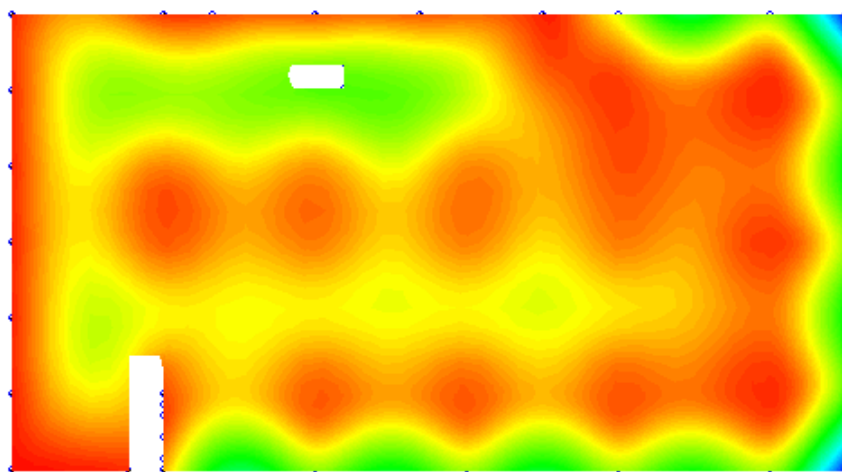
Dy À COTA 22,35 m (Piso 1)

Acção variável (Q)



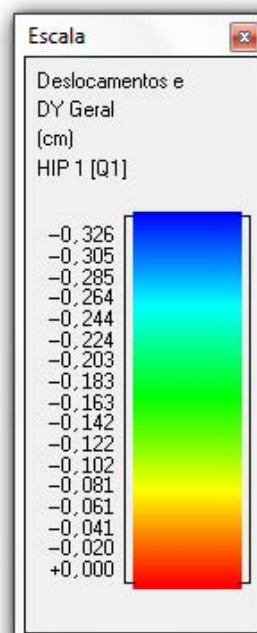
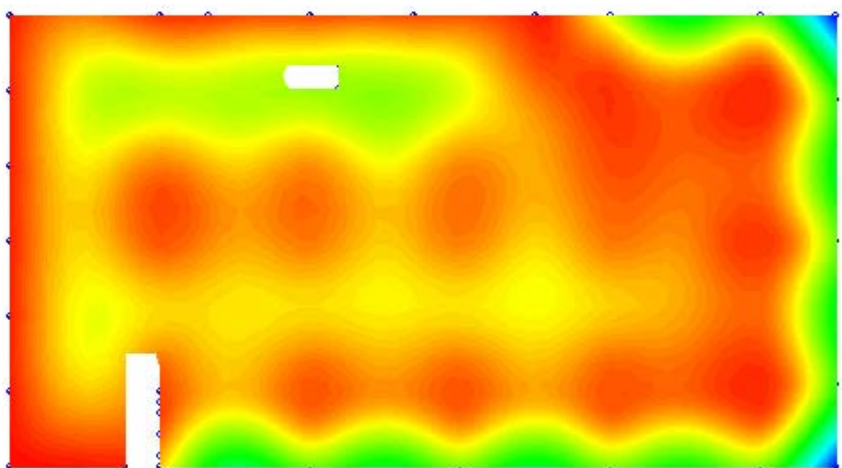
Dy À COTA 25,95 m (Piso 2)

Acção permanente (G)



Dy À COTA 25,95 m (Piso 2)

Acção variável (Q)



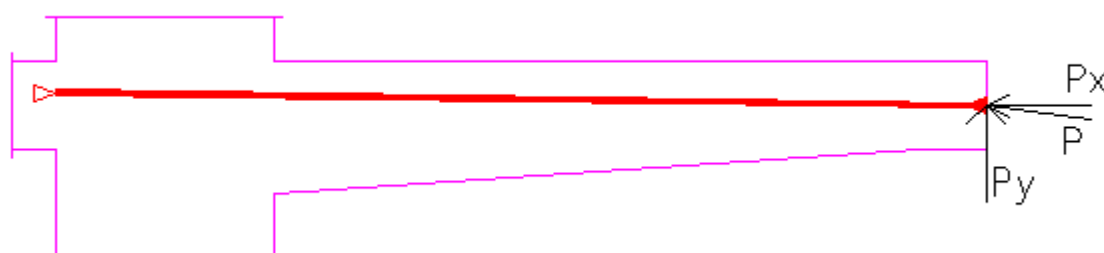


## **5 CÁLCULO DAS VIGAS PRÉ-ESFORÇADAS**

## 5.1 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA EM RELAÇÃO AOS ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO PARA A ACÇÃO PRÉ-ESFORÇO

Combinação quase permanente  $S_d = CP + 0,4 \times SC$

E. L. Descompressão:  $\frac{M_{qp} \times v_s}{I} - \frac{P}{A} - \frac{M_{pe} \times v_s}{I} = 0.$



### Cota 22,35 m (Piso 1)

	Vigas	A (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	M <sub>qp</sub> (KN.m)	P (KN)	P <sub>x</sub> (KN)	P <sub>y</sub> (KN)
BLOCO C	VIGA 1	0,21	0,0063	211,96	847,84	847,71	14,80
	VIGA 2	0,21	0,0063	349,64	1398,56	1398,35	24,41
	VIGA 3	0,21	0,0063	334,12	1336,48	1336,28	23,32
	VIGA 4	0,21	0,0063	328,28	1313,12	1312,92	22,92
	VIGA 5	0,21	0,0063	390,46	1561,84	1561,60	27,26
	VIGA 6	0,21	0,0063	323,8	1295,20	1295,00	22,60
	VIGA 7	0,21	0,0063	354,82	1419,28	1419,06	24,77
	VIGA 8	0,21	0,0063	323,78	1295,12	1294,92	22,60
	VIGA 9	0,21	0,0063	394,62	1578,48	1578,24	27,55
	VIGA 10	0,21	0,0063	216,5	866,00	865,87	15,11
BLOCO A	VIGA 11	0,24	0,0072	228,48	913,92	913,78	15,95
	VIGA 12	0,24	0,0072	365,9	1463,60	1463,38	25,54
	VIGA 13	0,24	0,0072	330,9	1323,60	1323,40	23,10

**Cota 25,95 m (Piso 2)**

	Vigas	A (m2)	I (m4)	Mqp (KN.m)	P (KN)	Px (KN)	Py (KN)
BLOCO C	VIGA 1	0,21	0,0063	119,78	479,12	479,05	8,36
	VIGA 2	0,21	0,0063	226,74	906,96	906,82	15,83
	VIGA 3	0,21	0,0063	216,16	864,64	864,51	15,09
	VIGA 4	0,21	0,0063	215	860,00	859,87	15,01
	VIGA 5	0,21	0,0063	239,54	958,16	958,01	16,72
	VIGA 6	0,21	0,0063	203,48	813,92	813,80	14,20
	VIGA 7	0,21	0,0063	232,74	930,96	930,82	16,25
	VIGA 8	0,21	0,0063	203,56	814,24	814,12	14,21
	VIGA 9	0,21	0,0063	245,06	980,24	980,09	17,11
	VIGA 10	0,21	0,0063	138,48	553,92	553,84	9,67
BLOCO A	VIGA 11	0,24	0,0072	130,02	520,08	520,00	9,08
	VIGA 12	0,24	0,0072	240,2	960,80	960,65	16,77
	VIGA 13	0,24	0,0072	228,8	915,20	915,06	15,97
	VIGA 14	0,24	0,0072	163	652,00	651,90	11,38

Combinação frequente de acções  $S_d = CP + 0,6 \times SC$

Verificação da tensão na fibra mais traccionada:

$$\frac{M_{freq} \times v_s}{I} - \frac{P}{A} - \frac{M_{pe} \times v_s}{I} \leq 2,9 \text{ MPa.}$$

**Cota 22,35 m (Piso 1)**

	Vigas	A (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	P (kN)	Mfreq (KN.m)	$\sigma$ tracção $\leq 2,9$ MPa
BLOCO C	VIGA 1	0,21	0,0063	847,84	217,64	0,27
	VIGA 2	0,21	0,0063	1398,56	361,46	0,56
	VIGA 3	0,21	0,0063	1336,48	345,38	0,54
	VIGA 4	0,21	0,0063	1313,12	339,42	0,53
	VIGA 5	0,21	0,0063	1561,84	402,84	0,59
	VIGA 6	0,21	0,0063	1295,20	334,20	0,50
	VIGA 7	0,21	0,0063	1419,28	366,98	0,58
	VIGA 8	0,21	0,0063	1295,12	334,22	0,50
	VIGA 9	0,21	0,0063	1578,48	407,18	0,60
	VIGA 10	0,21	0,0063	866,00	223,80	0,35
BLOCO A	VIGA 11	0,24	0,0072	913,92	234,62	0,26
	VIGA 12	0,24	0,0072	1463,60	378,20	0,51
	VIGA 13	0,24	0,0072	1323,60	341,90	0,46

**Cota 25,95 m (Piso 2)**

	Vigas	A (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	P (KN)	Mfreq (KN.m)	$\sigma$ tracção $\leq 2,9$ MPA
BLOCO C	VIGA 1	0,21	0,0063	479,12	125,52	0,27
	VIGA 2	0,21	0,0063	906,96	238,46	0,56
	VIGA 3	0,21	0,0063	864,64	227,34	0,53
	VIGA 4	0,21	0,0063	860,00	226,1	0,53
	VIGA 5	0,21	0,0063	958,16	251,86	0,59
	VIGA 6	0,21	0,0063	813,92	213,92	0,50
	VIGA 7	0,21	0,0063	930,96	244,76	0,57
	VIGA 8	0,21	0,0063	814,24	214,04	0,50
	VIGA 9	0,21	0,0063	980,24	257,64	0,60
	VIGA 10	0,21	0,0063	553,92	145,52	0,34
BLOCO A	VIGA 11	0,24	0,0072	520,08	136,18	0,26
	VIGA 12	0,24	0,0072	960,80	252,5	0,51
	VIGA 13	0,24	0,0072	915,20	240,4	0,48
	VIGA 14	0,24	0,0072	652,00	170,2	0,30

Combinação rara de acções  $S_d = C_P + S_C$

Verificação da tensão máxima de compressão:

$$\frac{M_{rara} \times v_i}{I} + \frac{P}{A} - \frac{M_{pe} \times v_i}{I} \leq 20 \text{ MPa.}$$

### Cota 22,35 m (Piso 1)

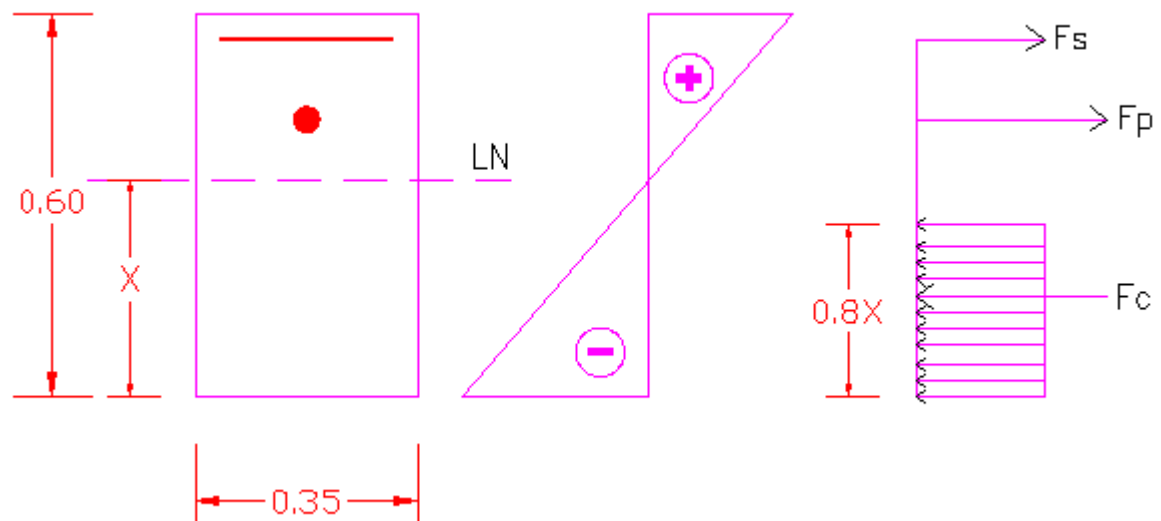
	Vigas	A (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	P (KN)	M <sub>rara</sub> (KN.m)	σ compressão ≤ 20 MPa
BLOCO C	VIGA 1	0,21	0,0063	847,84	229	8,89
	VIGA 2	0,21	0,0063	1398,56	385,1	15,01
	VIGA 3	0,21	0,0063	1336,48	367,9	14,34
	VIGA 4	0,21	0,0063	1313,12	361,7	14,10
	VIGA 5	0,21	0,0063	1561,84	427,6	16,64
	VIGA 6	0,21	0,0063	1295,20	355	13,82
	VIGA 7	0,21	0,0063	1419,28	391,3	15,25
	VIGA 8	0,21	0,0063	1295,12	355,1	13,83
	VIGA 9	0,21	0,0063	1578,48	432,3	16,83
	VIGA 10	0,21	0,0063	866,00	238,4	9,29
BLOCO A	VIGA 11	0,24	0,0072	913,92	246,9	8,38
	VIGA 12	0,24	0,0072	1463,60	402,8	13,73
	VIGA 13	0,24	0,0072	1323,60	363,9	12,41

**Cota 25,95 m (Piso 2)**

	Vigas	A (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	P (KN)	Mrara (KN.m)	$\sigma$ compressão $\leq 20$ MPA
BLOCO C	VIGA 1	0,21	0,0063	479,12	137	5,38
	VIGA 2	0,21	0,0063	906,96	261,9	10,31
	VIGA 3	0,21	0,0063	864,64	249,7	9,83
	VIGA 4	0,21	0,0063	860,00	248,3	9,78
	VIGA 5	0,21	0,0063	958,16	276,5	10,89
	VIGA 6	0,21	0,0063	813,92	234,8	9,24
	VIGA 7	0,21	0,0063	930,96	268,8	10,58
	VIGA 8	0,21	0,0063	814,24	235	9,25
	VIGA 9	0,21	0,0063	980,24	282,8	11,13
	VIGA 10	0,21	0,0063	553,92	159,6	6,28
BLOCO A	VIGA 11	0,24	0,0072	520,08	148,5	5,10
	VIGA 12	0,24	0,0072	960,80	277,1	9,54
	VIGA 13	0,24	0,0072	915,20	263,6	9,08
	VIGA 14	0,24	0,0072	652,00	184,6	6,33

## 5.2 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA EM RELAÇÃO AOS ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS DE FLEXÃO E ESFORÇO TRANSVERSO

**E.L.U. Flexão**       **$M_{sd} \leq M_{rd}$**



$$M_{sd} = 1,35 \times CP + 1,50 \times SC = 1,35 \times 369,5 + 1,5 \times 62,8 = 593 \text{ KN.m}$$

$$f_{p0,1k} = 0,75 \times f_{puk} = 0,75 \times 1860 = 1395 \text{ MPa}$$

$$f_{pyd} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_p} = \frac{1395}{1,15} = 1215 \text{ MPa}$$

$$F_c = 0,8X \times b \times f_{cd} = 0,8X \times 0,35 \times 20 \times 10^3 = 5600X \text{ (KN)}$$

$$F_s = A_s \times f_{syd} = 15,71 \times 10^{-4} \times 348 \times 10^3 = 547 \text{ KN}$$

$$F_p = A_p \times f_{pyd} = 12 \times 1,4 \times 10^{-4} \times 1215 \times 10^3 = 2041 \text{ KN}$$

$$F_c = F_s + F_p$$

$$5600X = 547 + 2041$$

$$X = 0,46 \text{ m} \quad , \quad \text{logo } F_c = 5600 \times 0,46 = 2576 \text{ KN}$$



$$\begin{aligned}
 M_{rd} &= F_c \times 0,045 + F_s \times 0,235 + F_p \times 0,16 \\
 &= 2576 \times 0,23 + 547 \times 0,115 + 2041 \times 0,04 \\
 &= 737 \text{ KN.m}
 \end{aligned}$$

Logo :  $M_{sd} \leq M_{rd}$   
 $593 \leq 737$

### **E.L.U. Transverso      $V_{sd} \leq V_{rd}$**

$$V_{sd} = 1,35 \times CP + 1,50 \times SC = 1,35 \times 260,5 + 1,5 \times 50,6 = 428 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned}
 V_{rd, \text{máx}} &= \alpha_c \times v \times f_{cd} \times b_w \times z \times \frac{(\cotg \theta + \cotg \alpha)}{1 + \cotg^2 \theta} \\
 &= 1,0 \times 0,528 \times 20 \times 10^3 \times 0,35 \times 0,518 \times \frac{(\cotg 30 + \cotg 90)}{1 + \cotg^2 30} \\
 &= 829 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

C. Aux.:

$$\begin{aligned}
 \alpha_c &= 1,0 \\
 v &= 0,6 \times (1 - f_{ck} / 250) = 0,6 \times (1 - 30 / 250) = 0,528 \\
 f_{cd} &= 20 \times 10^3 \text{ KPa} \\
 b_w &= 0,35 \text{ m} \\
 z &= 0,9 \times d = 0,9 \times 0,575 = 0,518 \text{ m} \\
 \theta &= 30^\circ \text{ (normalmente)}
 \end{aligned}$$

Logo :  $V_{sd} \leq V_{rd}$   
 $428 \leq 829$

## **6 DEFORMADAS DAS VIGAS PRÉ-ESFORÇADAS**

Verificação da deformada nas consolas pré-esforçadas:

$$\delta_{oo} = (\delta_{cp} - \delta_{pe}) \times \varphi + \delta_{sc} \times \psi_1 \leq L/400$$

$$\leq 1,5 \text{ cm}$$

$$\varphi = 2,5$$

$$\psi_1 = 0,6$$

### COTA 22,35 m

	Vigas	$\delta_{cp}$ (cm)	$\delta_{pe}$ (cm)	$\delta_{sob}$ (cm)	$\delta_{oo}$ (cm)	L/400 (cm)	Contra flecha (mm)
BLOCO C	VIGA 1	0,45	0,1	0,06	0,911	0,875	0,4
	VIGA 2	0,69	0,13	0,11	1,466	0,875	5,9
	VIGA 3	0,66	0,13	0,11	1,391	0,875	5,2
	VIGA 4	0,65	0,12	0,1	1,385	0,875	5,1
	VIGA 5	0,74	0,15	0,11	1,541	0,875	6,7
	VIGA 6	0,88	0,16	0,14	1,884	0,875	10,1
	VIGA 7	0,67	0,14	0,11	1,391	0,875	5,2
	VIGA 8	0,86	0,16	0,13	1,828	0,875	9,5
	VIGA 9	0,73	0,13	0,11	1,566	0,875	6,9
	VIGA 10	0,45	0,06	0,08	1,023	0,875	1,5
BLOCO A	VIGA 11	0,44	0,1	0,06	0,886	0,875	0,1
	VIGA 12	0,63	0,12	0,1	1,335	0,875	4,6
	VIGA 13	0,56	0,11	0,09	1,179	0,875	3,0

### COTA 25,95 m

	Vigas	$\delta_{cp}$ (cm)	$\delta_{pe}$ (cm)	$\delta_{sob}$ (cm)	$\delta_{oo}$ (cm)	L/400 (cm)	Contra flecha (mm)
BLOCO C	VIGA 1	0,17	0,06	0,05	0,305	0,875	0,0
	VIGA 2	0,37	0,09	0,11	0,766	0,875	0,0
	VIGA 3	0,35	0,09	0,1	0,71	0,875	0,0
	VIGA 4	0,35	0,09	0,1	0,71	0,875	0,0
	VIGA 5	0,4	0,1	0,12	0,822	0,875	0,0
	VIGA 6	0,47	0,11	0,14	0,984	0,875	1,1
	VIGA 7	0,38	0,09	0,11	0,791	0,875	0,0
	VIGA 8	0,47	0,11	0,14	0,984	0,875	1,1
	VIGA 9	0,4	0,08	0,12	0,872	0,875	0,0
	VIGA 10	0,26	0,04	0,08	0,598	0,875	0,0
BLOCO A	VIGA 11	0,23	0,06	0,06	0,461	0,875	0,0
	VIGA 12	0,36	0,08	0,11	0,766	0,875	0,0
	VIGA 13	0,32	0,08	0,09	0,654	0,875	0,0
	VIGA 14	0,27	0,04	0,06	0,611	0,875	0,0

## **7 CÁLCULO DAS FUNDAÇÕES INDIRECTAS**

### Maciços de Encabeçamento e Estacas

Dados :

Diâmetro da estaca = 0,50m

Nserviço =  $0,4 \times fcd \times A_c$

Área da estaca =  $0,1963 \text{ m}^2$

fcd = 20 MPa

Nº Pilar	Nº Maciço	Fy (KN)	Nº Estacas	Nserviço (KN)	Arm. Estaca (cm <sup>2</sup> )
P1	ME4	1295	2	3140	5,89
P2	ME5	2226	2	3140	5,89
P3	ME6	2287	2	3140	5,89
P4	ME7	1330	2	3140	5,89
P5	ME8	1615	2	3140	5,89
P6	ME9	924	1	1570	5,89
P7	ME10	2859	2	3140	5,89
P8	ME11	2450	2	3140	5,89
P9	ME12	2464	2	3140	5,89
P10	ME13	1251	2	3140	5,89
P11	ME14	1650	2	3140	5,89
P12	ME15	910	1	1570	5,89
P13	ME16	3022	2	3140	5,89
P14	ME17	2499	2	3140	5,89
P15	ME18	2588	2	3140	5,89
	ME19	861	2	3140	5,89
P16	ME20	1893	2	3140	5,89
P17	ME21	1000	1	1570	5,89
P18	ME22	2309	2	3140	5,89
P19	ME23	2004	2	3140	5,89
P20	ME24	2425	2	3140	5,89
	ME25	879	2	3140	5,89
Núcleo1	ME2	398	1	1570	5,89
Núcleo1	ME2	1079	1	1570	5,89
Núcleo1	ME2	617	1	1570	5,89
Núcleo1	ME2	818	1	1570	5,89
Núcleo1	ME2	371	1	1570	5,89
P21	ME26	1486	2	3140	5,89
P22	ME27	503	1	1570	5,89
P23 / P26	ME28	2303	2	3140	5,89
Núcleo1	ME2	609	1	1570	5,89
Núcleo1 / P27	ME29	1378	2	3140	5,89
P24 / P28	ME30	1950	2	3140	5,89
P25	ME31	1299	2	3140	5,89

Nº Pilar	Nº Maciço	Fy (KN)	Nº Estacas	Nserviço (KN)	Arm. Estaca (cm <sup>2</sup> )
	ME32	936	2	3140	5,89
P29	ME33	675	1	1570	5,89
P30	ME34	719	1	1570	5,89
P31	ME33	663	1	1570	5,89
P32	ME35	709	1	1570	5,89
P36	ME36	1336	2	3140	5,89
P37	ME37	1161	1	1570	5,89
P33	ME38	2221	2	3140	5,89
P34 / P38	ME39	2072	2	3140	5,89
P35 / P39	ME40	2096	2	3140	5,89
P40 / P42	ME41	1506	2	3140	5,89
	ME42	710	3	4710	5,89
	ME43	695	2	3140	5,89
P41	ME44	399	2	3140	5,89
P43	ME45	1320	2	3140	5,89
PB5	ME46	1603	2	3140	5,89
P44	ME47	2362	3	4710	5,89
P45	ME48	431	2	3140	5,89
NÚCLEO 2	ME3	392	1	1570	5,89
NÚCLEO 2	ME3	586	1	1570	5,89
NÚCLEO 2	ME3	658	1	1570	5,89
P46	ME49	1098	2	3140	5,89
P47	ME50	1918	2	3140	5,89
P48	ME51	2129	2	3140	5,89
P49	ME52	2011	2	3140	5,89
P50	ME53	1060	1	1570	5,89
PB6	ME55	1370	1	1570	5,89
P51	ME54	1035	2	3140	5,89
P52	ME55	1291	1	1570	5,89
P53	ME56	1895	2	3140	5,89
P54	ME57	1961	2	3140	5,89
P55	ME58	1813	2	3140	5,89
NÚCLEO 2	ME3	341	1	1570	5,89
P56	ME59	1994	2	3140	5,89
P57	ME60	535	2	3140	5,89
P58	ME61	986	2	3140	5,89
P59	ME62	841	2	3140	5,89
P60	ME63	2329	2	3140	5,89
P61	ME64	2752	2	3140	5,89
P62	ME65	2737	2	3140	5,89
P63	ME66	2620	2	3140	5,89

Nº Pilar	Nº Maciço	Fy (KN)	Nº Estacas	Nserviço (KN)	Arm. Estaca (cm <sup>2</sup> )
P64	ME67	2857	3	4710	5,89
P65	ME68	419	2	3140	5,89
P66	ME69	202	2	3140	5,89
P67	ME70	1245	2	3140	5,89
	ME71	967	2	3140	5,89
	ME72	845	2	3140	5,89
	ME73	793	2	3140	5,89
	ME74	683	2	3140	5,89
P68	ME75	508	2	3140	5,89

### Armaduras dos Maciços de Encabeçamento

Nº Pilar	Nº Maciço	Fy (KN)	Nº Estacas	Arm. Maciço (cm <sup>2</sup> )
P1	ME4	1295	2	19,10
P2	ME5	2226	2	32,82
P3	ME6	2287	2	33,72
P4	ME7	1330	2	19,60
P5	ME8	1615	2	23,81
P6	ME9	924	1	
P7	ME10	2859	2	42,16
P8	ME11	2450	2	36,13
P9	ME12	2464	2	36,34
P10	ME13	1251	2	18,44
P11	ME14	1650	2	24,33
P12	ME15	910	1	
P13	ME16	3022	2	44,56
P14	ME17	2499	2	36,86
P15	ME18	2588	2	38,16
	ME19	861	2	12,69
P16	ME20	1893	2	27,91
P17	ME21	1000	1	
P18	ME22	2309	2	34,04
P19	ME23	2004	2	29,55
P20	ME24	2425	2	35,76
	ME25	879	2	12,95

Nº Pilar	Nº Maciço	Fy KN)	Nº Estacas	Arm. Maciço (cm <sup>2</sup> )
Núcleo1	ME2	398	1	
Núcleo1	ME2	1079	1	
Núcleo1	ME2	617	1	
Núcleo1	ME2	818	1	
Núcleo1	ME2	371	1	
P21	ME26	1486	2	21,92
P22	ME27	503	1	
P23 / P26	ME28	2303	2	33,96
Núcleo1	ME2	609	1	
Núcleo1 / P27	ME29	1378	2	20,32
P24 / P28	ME30	1950	2	28,76
P25	ME31	1299	2	19,16
	ME32	936	2	13,80
P29	ME33	675	1	
P30	ME34	719	1	
P31	ME33	663	1	
P32	ME35	709	1	
P36	ME36	1336	2	19,70
P37	ME37	1161	1	
P33	ME38	2221	2	32,76
P34 / P38	ME39	2072	2	30,55
P35 / P39	ME40	2096	2	30,91
P40 / P42	ME41	1506	2	22,20
	ME42	710	3	6,97
	ME43	695	2	10,25
P41	ME44	399	2	5,88
P43	ME45	1320	2	19,46
PB5	ME46	1603	2	23,64
P44	ME47	2362	3	23,22
P45	ME48	431	2	6,35
NÚCLEO 2	ME3	392	1	
NÚCLEO 2	ME3	586	1	
NÚCLEO 2	ME3	658	1	
P46	ME49	1098	2	16,19
P47	ME50	1918	2	28,28
P48	ME51	2129	2	31,40
P49	ME52	2011	2	29,65
P50	ME53	1060	1	
PB6	ME55	1370	1	
P51	ME54	1035	2	15,27

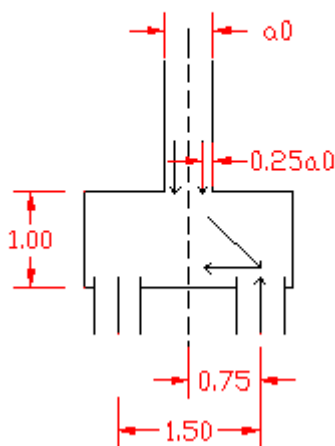


Nº Pilar	Nº Maciço	Fy KN)	Nº Estacas	Arm. Maciço (cm <sup>2</sup> )
P52	ME55	1291	1	
P53	ME56	1895	2	27,94
P54	ME57	1961	2	28,92
P55	ME58	1813	2	26,74
NÚCLEO 2	ME3	341	1	
P56	ME59	1994	2	29,41
P57	ME60	535	2	7,89
P58	ME61	986	2	14,55
P59	ME62	841	2	12,39
P60	ME63	2329	2	34,34
P61	ME64	2752	2	40,58
P62	ME65	2737	2	40,36
P63	ME66	2620	2	38,63
P64	ME67	2857	3	28,08
P65	ME68	419	2	6,18
P66	ME69	202	2	2,97
P67	ME70	1245	2	18,36
	ME71	967	2	14,26
	ME72	845	2	12,46
	ME73	793	2	11,70
	ME74	683	2	10,07
P68	ME75	508	2	7,49

### Método Escora-Tirante

Dimensionamento das armaduras dos maciços de encabeçamento:

$$F_{st} = \frac{N}{n^{\circ} \text{estacas}} \times 1,5 \times \frac{(0,75 - 0,25\alpha_0)}{d \times f_{syd}}$$



As armaduras dos maciços de encabeçamento com 2 e com 3 estacas, foram uniformizadas para o valor mais desfavorável.

Maciços de encabeçamento com 2 estacas:

$$F_{st} = \frac{N}{N^{\circ} \text{ estacas}} \times 1,5 \times \frac{(0,75 - 0,25 \cdot a_0)}{d}$$

$$F_{st} = \frac{3022}{2} \times 1,5 \times \frac{(0,75 - 0,25 \times 0,4)}{0,95} = 1551 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{F_{st}}{f_{syd}} = \frac{1551}{348 \times 10^3} = 44,57 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Ø}25 // 0,10$$

Maciços de encabeçamento com 3 estacas:

$$F_{st} = \frac{2857}{3} \times 1,5 \times \frac{(0,75 - 0,25 \times 0,4)}{0,95} = 977 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{F_{st}}{f_{syd}} = \frac{977}{348 \times 10^3} = 28,07 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Ø}20 // 0,10$$

## **8 MUROS DE SUPORTE**

- $M / 1,5 + N / 2$ $M / 1,5 + N / 2$						
Nº Pilar	Nº Maciço	Fy (KN)	Mimpulso (KN.m)	N/2 (KN)	lado exterior (KN)	lado interior (KN)
P2	ME5	2226	375	1113	863	1363
P3	ME6	2287	364	1143	901	1386
P5	ME8	1615	420	807	527	1088
P10	ME13	1251	345	625	395	856
P11	ME14	1650	247	825	661	989
	ME19	861	321	430	216	644
P16	ME20	1893	280	946	760	1133
	ME25	879	326	439	222	656
P21	ME26	1486	365	743	500	987
	ME32	936	365	468	225	711
P36	ME36	1336	270	668	488	848
P41	ME42	710	204	355	218	491
P42	ME43	695	227	348	196	499
P43	ME44	399	92	199	138	261
P45	ME45	1320	187	660	535	785
P48	ME49	1098	162	549	441	657
P53	ME54	1035	164	518	408	627
P60	ME61	986	192	493	366	621
P61	ME62	841	164	420	311	529
P69	ME70	1245	207	623	485	761
	ME71	967	207	484	345	622
	ME72	845	217	422	278	567
	ME73	793	219	397	251	542
	ME74	683	191	341	214	468
P70	ME75	508	83	254	198	310

